



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SANITARIO PARA LA COMUNIDAD LA TRINIDAD, MUNICIPIO DE
SAN PEDRO CARCHÁ, ALTA VERAPAZ.**

GUSTAVO ALEJANDRO GARCÍA GUILLERMO
Asesorado por Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, Abril de 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SANITARIO PARA LA COMUNIDAD LA TRINIDAD, MUNICIPIO DE
SAN PEDRO CARCHÁ, ALTA VERAPAZ.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

GUSTAVO ALEJANDRO GARCÍA GUILLERMO
ASESORADO POR ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Videz Leiva
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Christa Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

DISEÑO DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA COMUNIDAD LA TRINIDAD, MUNICIPIO DE SAN PEDRO CARCHÁ, ALTA VERAPAZ.

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 25 de marzo de 2003.

GUSTAVO ALEJANDRO GARCÍA GUILLERMO

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VIII
GLOSARIO	IX
OBJETIVOS	XI
RESUMEN	XII
INTRODUCCIÓN	XIII
1. INVESTIGACIÓN MONOGRÁFICA	
1.1 Localización	1
1.2 Ubicación	1
1.3 Extensión territorial	1
1.4 Clima	2
1.5 Topografía	2
1.6 Suelos	2
1.7 Hidrografía	2
1.8 Vías de comunicación	3
1.9 Población	3
1.10 Economía	4
1.11 Vivienda	5
1.12 Servicios Públicos	6
1.13 Educación	6

1.14 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de infraestructura y servicios básicos del lugar	
1.14.1 Descripción de las necesidades	6

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de línea de conducción y tanque de distribución del sistema de agua potable	
2.1.1 Descripción del proyecto	8
2.1.2 Fuente de abastecimiento	8
2.1.3 Aforos	9
2.1.4 Dotación	9
2.1.5 Periodo de diseño	10
2.1.6 Datos sobre la población	10
2.1.7 Determinación de la población de diseño	11
2.1.7.1 Método de Incremento Geométrico	11
2.1.8 Determinación del consumo de agua	12
2.1.8.1 Consumo medio diario	12
2.1.8.2 Consumo máximo diario	13
2.1.8.3 Consumo máximo horario	13
2.1.9 Diseño del sistema	14
2.1.9.1 Levantamiento topográfico	14
2.1.9.2 Calidad del agua.	15
2.1.9.3 Bases de diseño	15
2.1.9.4 Captación	16
2.1.9.5 Diseño de línea de conducción	16
2.1.9.6 Diseño hidráulico de línea de conducción	19
2.1.9.7 Diseño de tanque de almacenamiento	25
2.1.9.8 Comparación de costos entre tanques de concreto ciclópeo y concreto reforzado	26

2.1.9.9	Justificación del tipo de tanque a utilizar	27
2.1.9.10	Diseño de tanque de concreto reforzado	27
2.1.10	Clorinador y sistema de desinfección del agua	53
2.2	Diseño del sistema de alcantarillado sanitario	
2.2.1	Descripción del proyecto	54
2.2.2	Levantamiento topográfico	54
2.2.3	Características del subsuelo	54
2.2.4	Tipo de sistema a utilizar	55
2.2.5	Descripción del sistema	55
2.2.6	Período de diseño	56
2.2.7	Estimación de la población de diseño	56
2.2.8	Determinación del caudal de aguas servidas	57
2.2.9	Población tributaria	57
2.2.10	Dotación	58
2.2.11	Factor de retorno al sistema	58
2.2.12	Factor de flujo instantáneo	58
2.2.13	Relación de diámetros y caudales	59
2.2.14	Caudal domiciliar	59
2.2.15	Caudal de infiltración	60
2.2.16	Caudal de conexiones ilícitas	60
2.2.16.1	Método racional	61
2.2.17	Factor de caudal medio	65
2.2.18	Caudal de diseño	66
2.2.19	Secciones y pendientes	66
2.2.20	Obras accesorias	67
2.2.21	Especificaciones de diseño	68
2.2.22	Diseño hidráulico de la red de alcantarillado sanitario	68

2.2.23 Tratamiento de las agua servidas	84
2.2.24 Propuesta de las unidades de tratamiento	87
2.2.25 Diseño de fosas sépticas	89
2.2.26 Procedimiento de operación y mantenimiento de fosas sépticas	93

3. PRESUPUESTOS

3.1 Presupuesto de línea de conducción	95
3.2 Presupuesto de tanque de concreto reforzado	97
3.3 Presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario	101
3.4 Presupuesto de fosas sépticas	110

CONCLUSIONES	113
RECOMENDACIONES	115
BIBLIOGRAFÍA	117
ANEXOS	118

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Ubicación de bandas en paredes de tanque distribución	25
2. Ubicación de bandas en losa de piso de tanque de distribución	45
3. Diagrama de fuerzas actuantes en paredes de tanque de distribución	46
4. Diagrama de momentos	47
5. Cargas actuantes en tanque de distribución	50
6. Diagrama de momentos	51
7. Reacciones actuantes en pared de tanque de distribución	52
8. Línea de conducción	122
9. Planta tanque de distribución	125
10. Planta caseta de cloración	126
11. Planta general de alcantarillado sanitario	127
12. Planta general de densidad de vivienda alcantarillado sanitario	128
13. Localización e pozos de visita alcantarillado sanitario	129
14. Planta perfil de pozos de visita	130
15. Detalle de armado de pozos de visita	136
16. Detalles de conexiones domiciliarias	137
17. Detalles de armado de fosa séptica	138

TABLAS

I. Determinación de momentos fijos	53
II. Determinación de momentos fijos	54
III. Anchos de banda, peso, momentos fijos en paredes y losa de piso en tanque de distribución.	55

IV. Determinación de momentos en bandas de paredes y losa de piso en tanque de distribución.	56
V. Calculo de áreas de acero.	57
VI. Intensidades de lluvia.	58
VII. Coeficientes de escorrentía.	59
VIII. Diseño hidráulico de alcantarillado sanitario de sector 1.	60
IX. Diseño hidráulico de alcantarillado sanitario de sector 2.	61
X. Presupuesto de materiales de línea de conducción	95
XI. Presupuesto de mano de obra de línea de conducción	96
XII. Presupuesto de materiales de tanque de distribución	99
XIII. Presupuesto de mano de obra de tanque de distribución	100
XIV. Costo total del sistema de agua potable	101
XV. Presupuesto de materiales de alcantarillado sanitario sector 1	101
XVI. Presupuesto de materiales de alcantarillado sanitario sector 2	102
XVII. Presupuesto de materiales pozos de visita sector 1 y sector 2	102
XVIII. Presupuesto de materiales de conexiones domiciliarias	103
XIX. Resumen de presupuesto de materiales del sistema de alcantarillado sanitario	104
XX. Presupuesto de mano de obra de alcantarillado sanitario sector 1	104
XXI. Presupuesto de mano de obra de alcantarillado sanitario sector 2	106
XXII. Resumen de presupuesto de mano de obra del sistema de alcantarillado sanitario	108
XXIII. Presupuesto de herramienta de alcantarillado sanitario	109
XXIV. Resumen de presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario sector 1 y sector 2	110
XXV. Presupuesto de materiales de fosa séptica	110
XXVI. Presupuesto de mano de obra de fosa séptica	111
XXVII. Resumen de presupuesto de fosa séptica	112
XXVIII. Resumen de presupuesto final del sistema de alcantarillado sanitario	112
XXIX. Ejemplo de cálculos de planimetría línea de conducción	119

XXX. Ejemplo de cálculos de altimetría línea de conducción	119
XXXI. Ejemplo de cálculos de planimetría alcantarillado sanitario	120
XXXII. Ejemplo de cálculos de altimetría alcantarillado sanitario	120

GLOSARIO

Aforo	Operación de medir un caudal.
Agua potable	Agua que es sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Aguas negras	Es el agua que se desecha después de haber servido para un fin.
Banda horizontal	Franja que pertenece al piso del tanque.
Banda vertical	Franja que pertenece a las paredes del tanque.
Bases de diseño	Bases técnicas adoptadas para el diseño del proyecto.
Caja de registro	Recipientes colocados en la acera para recibir y conectar interna y externamente, el sistema de tubería de drenaje.
Candela	Receptáculo donde se reciben las aguas servidas negras provenientes del interior de la vivienda y que se conduce al sistema de drenaje.
Caudal comercial	Volumen de aguas negras que se desechan de los comercios.
Caudal de infiltración	Es el caudal de agua subterránea que se infiltra en las tuberías.
Caudal doméstico	Es el caudal de aguas negras que se desechan de las viviendas.

Colector	Conjunto de tuberías, canales, pozos de visita y obras accesorias que sirven para el desalojo de aguas negras o de lluvia.
Conexión domiciliar	Tubería que conduce las aguas negras desde la candela hasta el colector principal.
Cota de terreno	Altura del punto del terreno, referido a un nivel determinado.
Cota Invert	Cota o altura de la parte inferior e interior del tubo ya instalado.
Pérdida de carga:	Pérdida de presión en la tubería por unidad de peso de fluido.
Peso específico	Es el peso por unidad de volumen de dichas sustancia.
Presión	Limite de una fuerza.
Ramal o tramo inicial	Es el primer tramo en un sistema de drenaje.

LISTA DE SÍMBOLOS

Lts/Hab/Dia	Litros por habitante día
Q_m	Consumo medio diario
Q_{md}	Consumo máximo diario
Q_{mH}	Consumo máximo horario
P_F	Población futura
P_a	Población actual
R	Tasa de crecimiento
n	Periodo de diseño
Dot	Dotación
H_f	Perdida de carga por fricción
L	Longitud
C	Coefficiente de fricción
D	Diámetro
HT	Perdida de carga total
L/S	Litros por segundo
M/S	Metros por segundo
Q	Caudal a sección llena
q	Caudal parcial
V	Velocidad de flujo a sección llena
v	Velocidad de flujo parcial
d	altura de tirante de agua
q/Q	Relación de caudales
v/V	Relación de velocidades
a/A	Relación de áreas
S	Pendiente de terreno
P.V.	Pozo de visita

OBJETIVOS

General

1. Realizar el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario de la comunidad La Trinidad, municipio de San Pedro Carchá, departamento de Alta Verapaz.

Específicos

1. Poder realizar una investigación monográfica y diagnóstica de las necesidades de infraestructura y servicios básicos de la comunidad.
2. Capacitar a los miembros del comité de agua potable y alcantarillado sanitario de la comunidad, respecto de la operación y mantenimientos de los sistemas.
3. El objetivo de la planificación y diseño de los sistemas, agua potable y alcantarillado sanitario, es poder contribuir a mejorar las condiciones de vida de los habitantes de la comunidad La Trinidad.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación, contiene una propuesta para la construcción de la línea de conducción y tanque de distribución para el sistema de agua potable y alcantarillado sanitario para la comunidad la Trinidad, los cuales van a cubrir y satisfacer las necesidades básicas de esta población.

En el capítulo 1 se describe una investigación monográfica de la comunidad la Trinidad: localización, ubicación, extensión territorial, clima, topografía, hidrografía, vías de comunicación, población, economía, vivienda, educación. También contiene una investigación diagnóstica sobre las necesidades de infraestructura y servicios básicos que necesita la comunidad para su mejoramiento y desarrollo.

El 2 contiene la fase de servicio técnico profesional, en el cual se desarrolla el diseño de la línea de conducción y tanque de distribución del sistema de agua potable, integrado por las siguientes partes: descripción del proyecto, fuente de abastecimiento, aforos, dotación, período de diseño, población actual, población futura, determinación del consumo, levantamiento topográfico, bases de diseño, captación, diseño de la línea de conducción, diseño de tanque de almacenamiento de concreto reforzado.

Posteriormente, se describe el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, integrado por: descripción del proyecto, levantamiento topográfico, tipo de sistema a utilizar, período de diseño, población actual, población futura, población tributaria, dotación, factor de retorno, factor de flujo instantáneo, relación de diámetros y caudales, caudal domiciliar, caudal de conexiones ilícitas, factor de caudal medio, secciones y pendientes, obras accesorias, conexiones domiciliarias, alturas de pozos, cotas invert, así como el diseño de la red de alcantarillado sanitario, y el diseño del sistema de tratamiento primario de aguas servidas, y presupuestos.

INTRODUCCIÓN

La necesidad de abastecer agua potable y contar con un sistema de alcantarillado sanitario, es uno de los problemas principales que preocupa y afecta a las comunidades del país.

Para poder cubrir la necesidad de agua, será necesario que las fuentes de abastecimiento funcionen eficientemente y, así, puedan prestar un buen servicio desde el punto de vista técnico. Ahora bien, esta agua debe de proveerse desde el punto de vista sanitario, bien tratada, potable, ya que de lo contrario se encontrará el serio problema de las enfermedades gastrointestinales que, si no se les atienden, pueden ser causa de muerte entre la población.

Así también, en todo lugar o población dotados de agua potable, se requiere de un sistema de evacuación de aguas negras.

El sistema de alcantarillado sanitario se define como el conjunto de conductos y estructuras destinadas a recibir, evacuar, conducir y disponer las aguas servidas o aquellas que por una u otra razón representan un peligro para la comunidad.

Este trabajo de graduación está enfocado para darle una solución adecuada a las necesidades del deficiente abastecimiento de agua potable, y la falta de un servicio de alcantarillado sanitario que, actualmente, sufren los habitantes de la comunidad la Trinidad, ubicada en el municipio de San Pedro Carchá, Departamento de Alta Verapaz.

En el capítulo 1 se presenta una investigación monográfica y se realiza un diagnóstico sobre las necesidades de infraestructura y servicios básicos de la comunidad.

En el 2 se presenta la fase de servicio técnico profesional, el cual consiste en la realización del diseño del sistema de conducción y tanque de distribución de agua potable, y, el diseño del sistema de alcantarillado sanitario.

1. INVESTIGACIÓN MONOGRÁFICA

La comunidad “La Trinidad” se encuentra ubicada en las cercanías del poblado de San Pedro Carchá.

Esta comunidad está situada en un lugar donde se pueden apreciar partes planas y partes quebradas.

1.1 Localización

La República de Guatemala se encuentra dividida en ocho regiones, las que se establecen política y administrativamente en veintidós departamentos, entre los cuales se enmarca, en la zona norte del país, Alta Verapaz, con sus diferentes municipios, desglosando éstos se puede notar la presencia de San Pedro Carchá, A.V. (siendo uno de los más extensos y poblados del país).

1.2 Ubicación

La comunidad La Trinidad, está localizada y pertenece al municipio de San Pedro Carchá, departamento de Alta Verapaz, a una distancia de 2.5 kilómetros de la cabecera municipal.

1.3 Extensión territorial

Tiene una extensión territorial aproximada de 4 kilómetros cuadrados.

1.4 Clima

Por la ubicación geográfica del municipio, la comunidad la Trinidad goza de climas variados, siendo unas veces templado y otras veces cálido, contando con una vegetación exuberante que permite a sus habitantes respirar un aire sano.

1.5 Topografía

La topografía, en su mayoría es irregular. Semi-quebrada y plana.

1.6 Suelos

Los suelos que predominan en la comunidad son suelos suaves, formados por una capa vegetal, luego tierra negra y posteriormente roca sedimentarias.

Los suelos duros están formados por una capa vegetal, barro y rocas sedimentarias.

El nivel freático se puede encontrar a una profundidad de 5 a 6 metros.

1.7 Hidrografía

En las cercanías de la comunidad pasa un río, el cual es pequeño, tiene un ancho de 4 metros, en toda su trayectoria dentro de la comunidad y una profundidad aproximada de 2 metros. Este río proviene de la cabecera departamental, Cobán, y desemboca en uno de los ríos más importantes del departamento, el cual es el río Cahabón.

1.8 Vías de comunicación

La comunidad La Trinidad, se localiza a una distancia de 2.5 kilómetros de la cabecera municipal de San Pedro Carchá y a 10 kilómetros de la cabecera departamental, Cobán, A.V, por una carretera asfaltada proveniente de la ciudad capital, pasando por el municipio de el Rancho departamento de Zacapa, y luego por la Cumbre municipio de Salamá, posteriormente llega al departamento de Alta Verapaz, pasando por los municipios de Tactic, Santa Cruz y Cobán, siguiendo la ruta hacia San Pedro Carchá, 10 kilómetros adelante se encuentra la Comunidad La trinidad.

1.9 Población

La comunidad la Trinidad cuenta con una población entre 1,350 y 1400 habitantes, según el censo realizado e información obtenida del Instituto Nacional de Estadista de la Cabecera Departamental, entre los cuales el 51% son mujeres y el 49% hombres, distribuidos de la siguiente manera:

de 0 a 6 años	30%
de 7 a 14 años	22%
de 15 a 64 años	43%
de 65 años y mas	5%

De los cuales aproximadamente el 90% pertenece a la etnia Q'eqchi y el 10% es ladina.

Los habitantes de la comunidad hablan en un 30% el idioma español, el idioma q'eqchi en un 70% que es el predominante.

Características de la población:

Sexo

Femenino	51%
Masculino	49%

Mayor de edad	47%
Menor de edad	53%

Grupo étnico

Ladino	10%
Indígena	90%

Alfabetismo

Leen y escriben	62%
No leen y escriben	38%

1.10 Economía

Las principales actividades de los habitantes de la comunidad son: la mano de obra calificada (albañiles, carpinteros) y la mano de obra no calificada (ayudantes, sub -contratados), la minoría de la población se dedica a trabajos productivos, como café y maíz.

1.11 Vivienda

Entre los tipos de viviendas que se pueden encontrar en la comunidad se puede decir que un 35% son elaboradas con paredes de block y techos de lámina de zinc, el 70% elaboradas con paredes de madera y techos de lámina de zinc y otras con techos de paja.

Datos sobre las viviendas:

Techos:

Lamina de zinc.

Muros:

Madera.

Block.

Pisos:

Cemento.

Granito

Tierra.

Servicios que tienen las viviendas

Letrina.

Baños.

Pila.

Eliminación de aguas servidas

A flor de tierra.

1.12 Servicios públicos

Anteriormente la comunidad contaba con un sistema de agua en un 50% eficiente, pero en el transcurso del tiempo está fue disminuyendo. Se determinó que la eficiencia actualmente es del 5%.

La comunidad cuenta con energía eléctrica en todas las viviendas.

1.13 Educación

Se cuenta dentro de la comunidad con un establecimiento educativo público en el cual solo se imparte el nivel primario.

1.14 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de infraestructura y Servicios básicos del lugar

La mayoría de comunidades son afectadas por una serie de problemas relacionados con la carencia de servicios básicos, lo cual no les permite mejorar sus condiciones de vida.

1.14.1 Descripción de las necesidades

Los problemas principales en esta comunidad son la escasez de agua potable y la carencia de un sistema de alcantarillado sanitario.

Agua potable. La comunidad contaba anteriormente con un servicio de distribución de agua potable, este sistema de distribución que abastecía a la comunidad es el mismo que distribuye a una gran parte de la población de San Pedro Carchá, pero por el crecimiento de la población y por la distancia de ubicación de la comunidad la distribución de agua potable se fue escaseando casi completamente.

Alcantarillado sanitario. El no contar con un sistema de alcantarillado sanitario en la comunidad, ha provocado que se tengan lugares de contaminación en la población.

La contaminación causada por las aguas servidas que circulan a flor de tierra, provoca malos olores, que afecta la salud de la población.

Alcantarillado pluvial. Otra de las necesidades es que no se cuenta con un drenaje pluvial. Esto beneficiaría a la comunidad en el sentido de evitar inundaciones causadas por las corrientes de agua de lluvia.

Salón comunal. También es necesaria la construcción de un salón comunal, ya que se hace necesario para realizar actividades que se relacionen con aspectos culturales y sociales de la comunidad.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del sistema de conducción y tanque de distribución de agua potable

2.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un sistema de conducción y almacenamiento de agua potable, integrado por: **captación**, consistirá en la forma de recepción del agua proveniente de un manantial tipo brote definido en ladera. **línea de conducción**, consiste en la red de tuberías que conducirá el agua desde la captación hasta un tanque de almacenamiento, con una longitud de tubería de 2,965 metros de tubería ya existente y 6,721 metros de tubería nueva a emplear. **Tanque de distribución**, será elaborado de concreto reforzado para el almacenamiento de agua potable, con una capacidad de 90 metros cúbicos. **Clorinador**, será el equipo a utilizar para realizar la desinfección del agua. **Método de desinfección**, el procedimiento de desinfección a emplear es por medio de gas-cloro..

2.1.2 Fuente de abastecimiento

La fuente es un manantial tipo brote definido en ladera, fue elegida en base a las características que presenta, incolora, insabora e inodora y por no presentar un alto grado de contaminación, por lo que solo será necesario desinfectarla con cloro para poder ser consumida sanitariamente. También fue elegida esta fuente por la gran cantidad de agua con que cuenta.

Esta fuente es la misma que abastece al área urbana del municipio de San Pedro Carchá.

La fuente se encuentra localizada a una distancia de 9,686 metros de distancia de la comunidad, con una diferencia de altura al lugar de ubicación del tanque de 14.85 metros.

2.1.3 Aforos

El método de aforo utilizado fue el volumétrico, se efectuaron 5 aforos en forma consecutiva, tomando un promedio entre los aforos realizados, dando como resultado un caudal de 19 litros por segundo.

Los aforos fueron realizados al final del tramo de tubería ya existente proveniente de la captación, este tramo se desea utilizar como parte de la línea de conducción.

2.1.4 Dotación

Es la cantidad de agua que se le asigna al habitante de una población, para que pueda cubrir sus necesidades, en un período de 24 horas, se expresa en litros por habitante por día.

Para asignar una dotación a determinada población, es necesario determinar el tipo de clima con el que cuenta la comunidad; en este caso el clima predominante es templado, también hay que estimar el nivel de vida, si es bajo, mediano o alto y, las características de la población, para así poder determinar los factores a utilizar.

En este caso se utilizaran los siguientes factores:

Clima	Dotación	Factor	
Templado	250 lts/hab/dia	población de 0 a 2,000 habitantes	0.8
		Población agrícola	1.0
		nivel de vida bajo	0.6

$$\text{DOTACIÓN} = (250 \text{ LTS/HAB/DIA})(0.8)(0.6)(1.0) = 120 \text{ LTS/HAB/DIA.}$$

Los datos de los factores que intervienen en el cálculo de la dotación de agua potable, fueron proporcionados por el IMFOM de Coban, A.V.

La fuente es adecuada para cubrir la cantidad de agua que se necesita.

2.1.5 Período de diseño

El sistema de abastecimiento de agua potable se diseñará tomando como base un período de 20 años, a partir de la fecha de construcción.

2.1.6 Datos sobre la población

No. de viviendas	=	200	
Habitantes por vivienda	=	7	promedio de habitantes por vivienda.
Tasa de crecimiento	=	3 %	

$$\text{Población actual} = (200 \text{ viviendas}) \times (7 \text{ habitantes}) = 1,400 \text{ habitantes.}$$

2.1.7 Determinación de la población de diseño

Es importante el cálculo de la población futura, ya que nos va a permitir que el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable funcione bien, en el período de diseño establecido.

Para poder determinar la cantidad de habitantes que utilizarán el servicio de agua potable, en el período establecido de 20 años, se utilizó el método de incremento de población (método del incremento geométrico).

2.1.7.1 Método del incremento geométrico

Este método es muy sencillo para calcular una población futura; lo único que se debe investigar es la tasa departamental, municipal o nacional de crecimiento y el tiempo de vida del proyecto. La ecuación empleada es:

$$P_f = P_a \times \left(\frac{R + 100}{100} \right)^n$$

En donde:

P_f = población futura.

P_a = Población actual.

R = Tasa de crecimiento.

n = Tiempo de vida del proyecto.

Población actual (P_a) = 1400 habitantes.

Tasa de crecimiento (R) = 3%

Período de diseño (n) = 20 años.

$$P_f = Pa \times (1 + \frac{R}{100})^n$$

$$P_f = 1,400 \text{ hab} \times (1 + \frac{3}{100})^{20}$$

$$P_f = 2,530 \text{ habitantes.}$$

2.1.8 Determinación del consumo de agua

Consumo, es la cantidad de agua que realmente necesita la población para poder cubrir sus necesidades en un día, se puede macro-medir o micro-medir; según sea el caso de la población estudiada. A continuación se obtienen las diferentes clases de consumos para la población.

2.1.8.1 Consumo medio diario (Qm)

Es el consumo obtenido en un período de 24 horas, tomando como promedio de los consumos diarios en el período de un año. Cuando no se conocen registros podrá asumirse como el producto de la dotación por el número de habitantes futuros.

$$Q_m = \frac{\text{dotación} \times \text{No. habitantes futuros}}{86,400 \text{ seg/día}}$$

$$Q_m = \frac{(120 \text{ Lts/Hab/Día})(2,530 \text{ habitantes})}{86,400 \text{ seg/día}}$$

$$Q_m = 3.51 \text{ Litros/segundo.}$$

2.1.8.2 Consumo máximo diario (Qmd)

Es el consumo máximo durante 24 horas, observado en un período de un año o sea el máximo desvío del consumo diario respecto del consumo medio diario.

El consumo máximo diario se determina multiplicando el consumo medio diario por el coeficiente de día máximo. Para el presente caso se usará un coeficiente de 1.2.

$$\begin{aligned}Qmd &= 1.2 \times Qm \\Qmd &= (\text{factor día máximo})(Qm) \\Qmd &= (1.2)(3.51 \text{ lts/seg}) \\Qmd &= 4.21 \text{ lts/seg.}\end{aligned}$$

2.1.8.3 Consumo máximo horario (Qmh)

Es el consumo máximo durante una hora, observado en un período de un año o, sea, el máximo desvío del consumo horario respecto del consumo medio horario.

El consumo máximo horario se determina multiplicando el consumo medio diario por el coeficiente de hora máximo. Para el presente caso se usará un coeficiente de hora máximo de 2.

$$\begin{aligned}Qmh &= 2 \times Qm \\Qmh &= (\text{factor hora máximo})(Qm) \\Qmh &= (2)(3.51 \text{ lts/seg}) \\Qmh &= 7.02 \text{ lts/seg.}\end{aligned}$$

2.1.9 Diseño del sistema

El tipo de sistema que se utilizará para diseñar la línea de conducción será por gravedad, se eligió este sistema debido a la diferencia de alturas entre la ubicación de la fuente de captación y el tanque de almacenamiento, determinado que el agua llega al tanque sin ningún problema.

El tiempo mínimo que debe funcionar el proyecto es de 20 años; a partir de la fecha de diseño, garantizando que cada una de las partes de las que consta el proyecto prestará, adecuadamente, sus servicios a la población.

2.1.9.1 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico de la línea de conducción se realizó por el método de las dobles deflexiones, ya que con éste se facilita la elaboración de levantamientos de poligonales abiertas. Para poder dibujar la línea de conducción, es necesario convertir las deflexiones a rumbos, con los cuales se calculan las coordenadas totales de cada estación y, así, finalmente, plotearlas en papel milimetrado.

La nivelación se realizó por el método de nivelación compuesta, consiste en ir cerrando la nivelación con un punto de vuelta y vista atrás, se revisa si el error está dentro de lo permisible, dependiendo del orden de la nivelación y, así, se evita regresar de nuevo al punto de partida. Para el efecto se utilizó un teodolito y un nivel de precisión marca Sokkisha, modelo 10C.

Se podrán observar ejemplos de las libretas de campo del levantamiento topográfico en anexos.

Las escalas utilizadas para dibujar la planta y perfil de las líneas fueron: Planta, escala 1:5000. Perfil: horizontal 1:5000, vertical 1:1000; con la finalidad de poder observar mejor los accidentes topográficos.

2.1.9.2 Calidad del agua

Se determinó que el agua de la fuente a captar es sanitariamente segura, ya que no presenta un alto grado de contaminación, debido a que es la misma fuente que abastece desde hace varios años al área urbana del municipio de San Pedro Carchá, por lo que solo se consulto al área de saneamiento del centro de salud del municipio, para verificar si la fuente es adecuada para su uso.

2.1.9.3 Bases de diseño

Tipo de sistema	=	gravedad.
Tipo de distribución	=	domiciliar.
Período de diseño	=	20 años.
Dotación	=	120 lt/hab/dia.
Población actual	=	1400 habitantes.
Población futura	=	2530 habitantes.
Número de viviendas actuales	=	200 viviendas.
Número de viviendas futuras	=	362 viviendas.
Consumo medio diario	=	3.51 lt/seg.
Consumo máximo diario	=	4.21 lt/seg.
Consumo máximo horario	=	7.02 lt/seg.
Factor día máximo	=	1.2
Factor hora máximo	=	2

2.1.9.4 Captación

El manantial a captar es de tipo brote definido en ladera. No fue necesario el diseño de la obra de captación, ya que en el lugar existe un tanque de captación construido de concreto reforzado que distribuye al área urbana del municipio de San Pedro Carchá.

El tramo de tubería existente a utilizar sale de esta captación, donde el caudal es conducido hacia una caja de 1.5 m³, que funciona como desarenador, la cual cuenta con rebalse y complementada con una caja de válvula. Se optó por esta captación a razón de la gran cantidad de agua con que cuenta, suficiente para abastecer la demanda de la comunidad La Trinidad y el área urbana del municipio de San Pedro Carchá.

La captación esta construida en La estación E=0 con una cota de terreno de 1,000.00 metros y una cota de rebalse de 1,002.00 metros.

2.1.9.5 Diseño de la línea de conducción

La línea de conducción, es el sistema de tuberías que conducirá el agua desde la captación hasta el tanque de almacenamiento y distribución que quedará situado en la estación E = 141 con una cota de terreno 987.15 mts. La tubería que se utilizará es de PVC clase 160 PSI, para lugares donde la tubería no se pueda enterrar o tenga que pasar colgada, se utilizará tubería de hierro galvanizado de tipo mediano.

Es necesario mencionar que de la estación E-0 a la estación E-48, ya existe un tramo de tubería p.v.c. de diámetro 6 pulgadas clase 160 psi.

Esta tubería fue utilizada anteriormente para abastecer una tanque de distribución en el área urbana del municipio de San Pedro Carchá, pero por haber sufrido daños la tubería fue cerrado el flujo del agua por medio de una válvula de compuerta que esta ubicada en la captación. Se logro determinar el uso de un tramo de tubería de la línea de conducción dañada desde la captación hasta una distancia de 2,965 metros, evaluando el funcionamiento adecuado de este tramo por medio de la realización de aforos, donde se determino que en el final del tramo el caudal existente es de 19 lt/sg, este caudal es mayor al que se desea ser transportado en toda la línea de conducción, por lo que habrá que regularlo en la válvula de salida ubicada en la capitación.

Hay que mencionar que el tramo de tubería existente cuenta con válvulas de aire y de limpieza, también con válvula de compuerta en la salida de la captación. La existencia de este tramo no facilita el diseño de la línea de conducción, por no contar con la información del levantamiento topográfico. Por lo que el diseño de toda la línea se realizo desde la captación. El único beneficio de la existencia del tramo a utilizar es en la reducción de la longitud de tubería que se debe de presupuestar para la elaboración de toda la línea de conducción.

La línea de conducción se continuará uniendo con la tubería del tramo existente y con la nueva tubería de diámetro 6 pulgadas, después de haber realizado el levantamiento topográfico de todo el trayecto, y haber determinado el lugar de ubicación de la nueva tubería a emplear, y haber realizado todo el diseño.

Para el diseño de la línea de conducción, se utilizó la fórmula de Hazen-Williams; determinado los diámetros de tubería y sus respectivas longitudes, así como sus pérdidas de carga en todo el trayecto.

A continuación se presenta la fórmula y la definición de cada una de sus partes.

$$H = \frac{(K)(L)(Q)^{1.85}}{1000}$$
$$K = \frac{17433811.44}{(C)^{1.85} (D)^{4.87}}$$
$$H_1 = \frac{1743.81 (Q)^{1.85}(L_1)}{(C)^{1.85}(D_1)^{4.87}}$$
$$H_2 = \frac{1743.81 (Q)^{1.85}(L_2)}{(C)^{1.85}(D_2)^{4.87}}$$
$$L_2 = \frac{L(H - H_1)}{H_2 - H_1}$$
$$L_1 = L - L_2$$

En donde:

H = pérdida de carga en la longitud L, en metros.

H₁ = pérdida de carga en la longitud L₁, en metros.

H₂ = pérdida de carga en la longitud L₂, en metros.

L = longitud total, en metros.

L₁ = longitud del tramo 1, en metros.

L₂ = longitud del tramo 2, en metros.

D = diámetro de tubería, en pulgadas.

C = coeficiente de fricción = 150

K = valor para H, según el diámetro del tubo.

Q = caudal máximo diario.

2.1.9.6 Diseño hidráulico de la línea de conducción

Se partió de la captación con una cota piezométrica definida, utilizando para el diseño de la línea tubería p.v.c. de diámetro grande, evitando obtener pérdidas de presión y evitar también que la piezométrica se enterrara en puntos elevados.

Evaluación y diseño del tramo de tubería a utilizar ya existente

DE E = 0 A E = 10

C = 150

D = 6"

L = 493 m

Q = 4.21 LT/S

$$H_f = \frac{1743.81 (4.21)^{1.85} (493)}{(150)^{1.85} (6'')^{4.87}} = 0.174 \text{ m.}$$

DE E = 10 A E =23

C = 150

L = 690 m

Q = 4.21 LT/S

D = 6"

H_f = 0.24 m.

DE E = 23 A E = 37

C = 150

L = 921 m

Q = 4.21 LT/S

D = 6"

H_f = 0.32 m

DE E = 37 A m E = 48

C = 150

L = 857 m

Q = 4.21 LT/S

D = 6"

H_f = 0.30 m

Diseño de la línea de ampliación

DE E = 48 A E = 54

C = 150

L = 435 m

Q = 4.21 LT/S

D = 6"

H_f = 0.15 m.

DE E = 54 A E = 61

C = 150

L = 333 m

Q = 4.21 LT/S

D = 6"

H_f = 0.11 m

DE E = 61 A E = 76

C = 150

L = 626 m

Q = 4.21 LT/S

D = 6"

H_f = 0.22 m.

DE E = 76 A E = 87

C = 150

L = 751 m

Q = 4.21 Lt/s

D = 6"

H_f = 0.26 m.

DE E = 87 A E = 98

C = 150

L = 863 m

Q = 4.21 Lt/s

D = 6"

H_f = 0.3 m.

DE E = 98 A E = 103

C = 150

L = 673 m

Q = 4.21 Lt/s

D = 6"

H_f = 0.23 m.

DE E = 103 A E = 113

C = 150

L = 780 m

Q = 4.21 Lt/s

D = 6"

H_f = 0.27 m.

DE E = 113 A E = 124

C = 150

L = 992 m

Q = 4.21 Lt/s

D = 6"

H_f = 0.35 m.

DE E = 124 A E = 131

C = 150

L = 606 m

Q = 4.21 Lt/s

D = 6"

H_f = 0.21m

DE E = 131 A E = 134

C = 150

L = 352 m.

Q = 4.21 Lt/s.

D = 6"

H_f = 0.12

DE E = 134 A E = 139

C = 150

L = 215 m.

Q = 4.21 Lt/s.

D = 6"

H_f = 0.076 m.

DE E = 139 A E = 141

C = 150

L = 90 m.

Q = 4.21 Lt/s.

D = 6"

H_f = 0.03 m.

La pérdida total de carga en todo el trayecto de la línea de conducción, no es más que la sumatoria de todas las pérdidas de cada tramo.

Pérdida Total HT = 3.36 m.

2.1.9.7 Diseño de tanque de almacenamiento

La demanda de agua en las comunidades, origina la necesidad de un almacenamiento reservado para cuando se necesite. El objetivo fundamental de almacenar agua, es racionalizar el abastecimiento de ésta que, generalmente, es constante en todas las horas del día, mientras que la demanda es variable en todos los casos.

Se almacena agua cuando la demanda es menor que el caudal de llegada, la cual se utilizará cuando la demanda sea mayor.

Para obtener el volumen compensador, es necesario tener registros de demanda de caudales durante 24 horas del día; con los cuales se puede calcular el volumen necesario.

El almacenamiento de agua se hace también para disponer de una determinada cantidad de agua como reserva, con el objeto de no suspender el servicio en caso de defectos en la captación o en la línea de conducción y también satisfacer demandas extraordinarias, como incendios.

Para poder determinar el volumen de almacenamiento se utiliza la ecuación siguiente:

$$V = \frac{30\% \times Q_{md} \times 86,400}{1000}$$

$$V = \frac{(0.3)(3.51\text{ts/s})(86,400)}{1000}$$

$$V = 90 \text{ M}^3$$

Por lo tanto se construirá un tanque de almacenamiento de 90m³.

2.1.9.8 Comparación de costos entre tanque de concreto ciclópeo y concreto reforzado

Los ingenieros, no solamente se enfrentan con la resolución de problemas de tipo técnicos sino que también, tienen que resolver los de tipo económico, ya que, llevan una estrecha relación.

Uno de los objetivos de la ingeniería, es reducir los costos de cualquier obra, no importando su tamaño, dimensión y función; siempre y cuando se den soluciones razonables para posteriormente no vengan a perjudicar obras que ya estén funcionando, por una mala calidad de material utilizado o por una cantidad limitada del mismo.

Una correcta integración de costos de una obra antes de la ejecución, es de vital importancia, porque de este costo dependerá la construcción de la misma.

Si se habla de tanques de almacenamiento de agua potable para las diferentes comunidades de los municipios del país, éstos pueden ser construidos de diferentes formas y maneras, las formas más comunes son: rectangulares y cuadrados, y pueden ser construidos de concreto reforzado y de concreto ciclópeo.

Por conveniencia, en algunas comunidades se han utilizado materiales existentes en el lugar, como por ejemplo la piedra y arena, tratando de bajar sus costos de construcción. En este caso, en la comunidad no se cuenta con ningún tipo de material lo cual el costo va a ser más elevado.

Un tanque construido de concreto reforzado, siempre será más económico que uno construido de concreto ciclópeo. Debido a que el tanque de concreto ciclópeo requiere gran cantidad de materiales a utilizar como piedra y cemento, también por el tiempo de ejecución que es más largo.

Teniendo ya claro cual es el tanque más conveniente económicamente; vienen las circunstancias por las cuales hay que decidir por uno de los dos tipos de diseño.

Actualmente, se sigue trabajando el concreto ciclópeo bajo ciertas condiciones, como por ejemplo en obras pequeñas en donde los volúmenes de concreto no son exagerados y también cuando la mano de obra es barata.

El propósito de esta parte del presente trabajo, es evaluar desde el punto de vista económico, que opción es la más recomendable.

2.1.9.9 Justificación del tipo de tanque a utilizar

En este trabajo, se ejecutará únicamente el diseño del tanque de almacenamiento de concreto reforzado, debido a que fue elegido por presentar menor costo y menor tiempo de ejecución a comparación del tanque de concreto ciclópeo.

2.1.9.10 Diseño de tanque de concreto reforzado con volumen de 90 m³

De acuerdo a la ubicación en el lugar, los tanques de almacenamiento pueden ser: enterrados, semienterrados, elevados, sumergidos y flotantes

Por su geometría, se clasifican en: rectangulares, circulares, cuadrados y trapezoidales; de los cuales los tanques cuadrados y rectangulares son los más comunes en los proyectos de Ingeniería civil, por la facilidad de construcción.

Según el uso se clasifican en: proyectos industriales, proyectos de abastecimiento de agua y proyectos de tipo recreativo.,

En este trabajo, se trata todo lo relativo a tanques de almacenamiento de agua potable, y se pueden construir de diferentes tipos de materiales, pero por ser tanques que especialmente tendrán que ir enterrados o semienterrados, se diseñara únicamente el de concreto reforzado.

Los tanques de concreto reforzado se construyen en su totalidad, de cemento, piedrin y arena de río cuidando siempre que lleve el refuerzo necesario de hierro corrugado, de acuerdo a las especificaciones del código ACI; colocando en forma de parrilla, el refuerzo vertical y el refuerzo horizontal. El refuerzo será colocado en una sola cama cuando el espesor del muro sea menor de 25 cms y en dos camas cuando el espesor de muro sobrepase los 25 cms. Estos tanques, por lo general, se construyen en forma de cajón.

Para poder construir un tanque de concreto reforzado, se presenta el problema de poder elegir, satisfactoriamente, el método que se utilizará para su diseño.

El método más utilizado, es el de bandas, el cual es un procedimiento sencillo que permite elegir la colocación del refuerzo en el proceso del cálculo, siendo necesario para su aplicación, que se definan las líneas de discontinuidad de esfuerzos para la dispersión de la carga en los muros o losas. Estas líneas de discontinuidad se definen como líneas imaginarias trazadas en la estructura a analizar, donde cambia la dirección en que se calculan como vigas simplemente soportadas o empotradas. Al determinar los momentos que actúan en cada dirección, se obtienen los momentos de diseño. Este método toma en cuenta la continuidad de los elementos que forman el tanque, construyéndose, así, monolíticamente.

Diseño del tanque por el método de bandas

Dimensiones del tanque:

L_c = longitud corta = 6m.

L_l = longitud larga = 6m.

H = altura = 2.5m.

Figura 1. Ubicación de bandas en pared de tanque de concreto reforzado

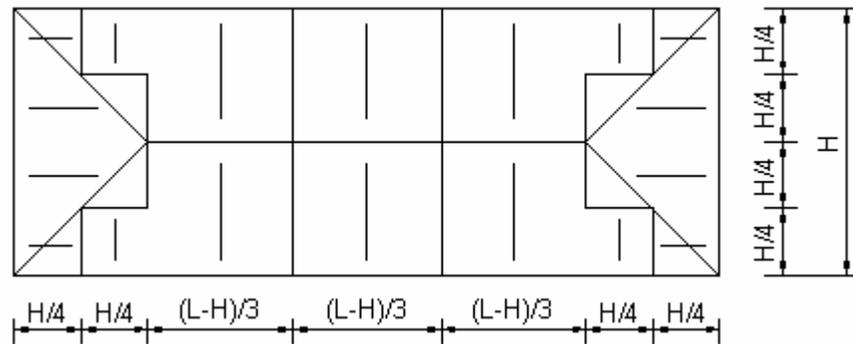
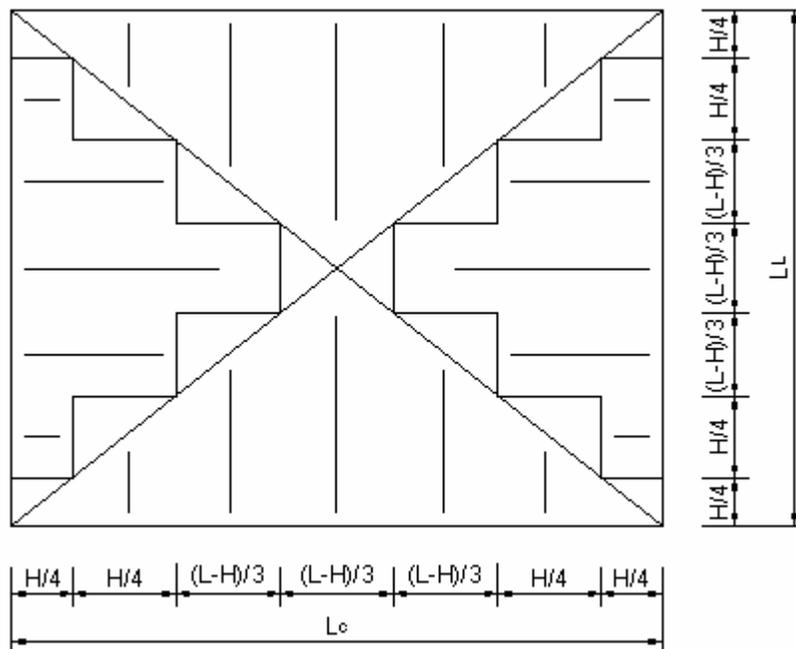


Figura 2. Ubicación de bandas en losa de piso de tanque de concreto reforzado



A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo por el Método de Bandas y solamente se da un ejemplo de bandas horizontales; (paredes del tanque) y un ejemplo que incluye bandas verticales y horizontales; (paredes y piso del tanque), presentando los demás casos tabulados en una tabla.

DATOS:

Longitud lado largo:	6 metros.
Longitud lado corto:	6 metros.
Altura:	2.5 metros.
Espesor de paredes:	0.15 metros.
Espesor de losa:	0.10 metros.
Espesor losa de fondo:	0.20 metros.
Peso específico del concreto:	2.4 ton/m ³ .
Peso específico del suelo:	1.6 ton/m ³ .
Constante de Rankine:	0.33
Coefficiente de empuje lateral del suelo:	1.4
Resistencia del concreto f'c:	210 Kg/cm ² .
Resistencia del acero f'y:	2,800 Kg/cm ² .
Valor soporte del suelo Vs:	10 Ton/m ² .

a). Presión sobre el fondo:

$$P = \frac{P_{\text{agua}} + P_{\text{tanque}} + P_{\text{tapadera}}}{\text{área}}$$

$$P = \frac{(6 \times 6 \times 2.5) + \{(6 \times 3 \times 0.15 \times 2.5) + (6 \times 6 \times 0.15)(2.4) + (6 \times 6 \times 0.10 \times 2.4)\}}{6 \times 6}$$

$$P = 3.33 \text{ ton/m}^2$$

b). Determinación de cargas:

Bandas verticales en paredes

$$W = CM \times KA \times \Gamma_s \times H \times A \quad \text{donde } A = \text{ancho de banda } \frac{L-H}{3} = 1.17$$

$$W = 1.4 \times 0.33 \times 1.6 \times 2.5 \times 1.17$$

$$W = \underline{2.16 \text{ ton/m.}}$$

Bandas horizontales en losa

$$W = CM \times \Gamma_c \times e \times A \quad \text{donde } e = \text{espesor de losa de piso} = 0.20$$

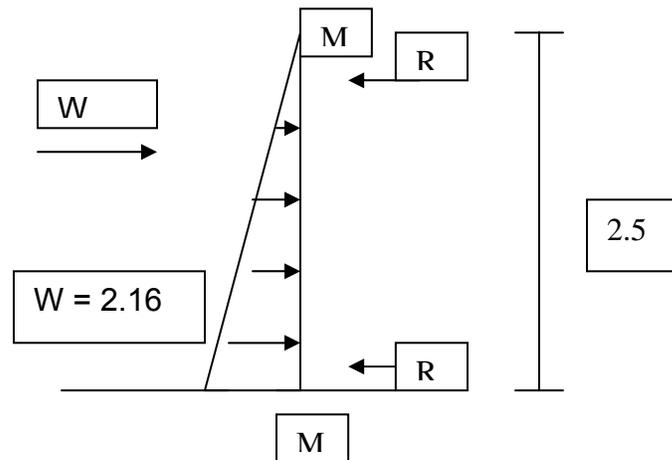
$$W = 1.4 \times 2.4 \times 0.20 \times 1.17$$

$$W = \underline{0.80 \text{ ton/m.}}$$

c). Determinación de momentos fijos:

Bandas verticales

Figura 3. Diagrama de fuerzas actuantes en paredes de tanque, bandas verticales



$$X = H/2 = L/2 = 2.5/2 = 1.25$$

$$M_A = \frac{wx^3}{H} \left(\frac{2x^2}{5H^2} - \frac{x}{H} + \frac{2}{3} \right)$$

$$M_A = \frac{wH}{30}$$

$$M_A = \frac{(2.16)(2.5)^2}{30}$$

$$M_A = \underline{0.45 \text{ ton/m.}}$$

$$R_A = \frac{(12M_A H^2 - 2wx^3 H + 3wx^2 H^2)}{6H^3}$$

$$R_A = \frac{\{(12 \times 0.45 \times (2.5)^2) - (2 \times 2.16 \times (1.25)^3(2.5)) + (3 \times 0.45 \times (1.25)^2 \times (2.5)^2\}}{6 \times (2.5)^3}$$

$$R_A = \frac{33.75 - 21.1 + 63.3}{93.75}$$

$$R_A = \underline{0.8 \text{ ton.}}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$M_B + (R_A)(H) = M_A + (w)(\underline{H})(\underline{H})$$

$$M_B = M_A + (w)(\underline{H})(\underline{H}) - R_A H$$

$$M_B = 0.45 + (2.16)(\underline{2.5})(\underline{2.5}) - (0.8)(2.5)$$

$$M_B = \underline{0.95 \text{ ton/m.}}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_B = \frac{w(H)}{2} - R_A$$

$$R_B = \frac{(2.16)(2.5)}{2} - 0.8$$

$$R_B = \underline{2 \text{ ton.}}$$

- bandas horizontales en losa

$$w = 0.8 \text{ ton/m}$$

$$X = 3 \text{ m.}$$

$$M_f = \frac{WX^2(3L - 2X)}{6L}$$

$$M_f = \frac{(0.8)(3)^2\{3(6) - 2(3)\}}{6 \times 6}$$

$$M_f = \frac{(7.2)(12)}{36}$$

$$M_f = \underline{2.4 \text{ ton/m.}}$$

Momento al centro (sin corregir)

$$M = \frac{WX^3}{3L}$$

$$M = \frac{(0.8)(3)^3}{3 \times 6}$$

$$M = \frac{21.6}{18}$$

$$M = \underline{1.2 \text{ ton/m.}}$$

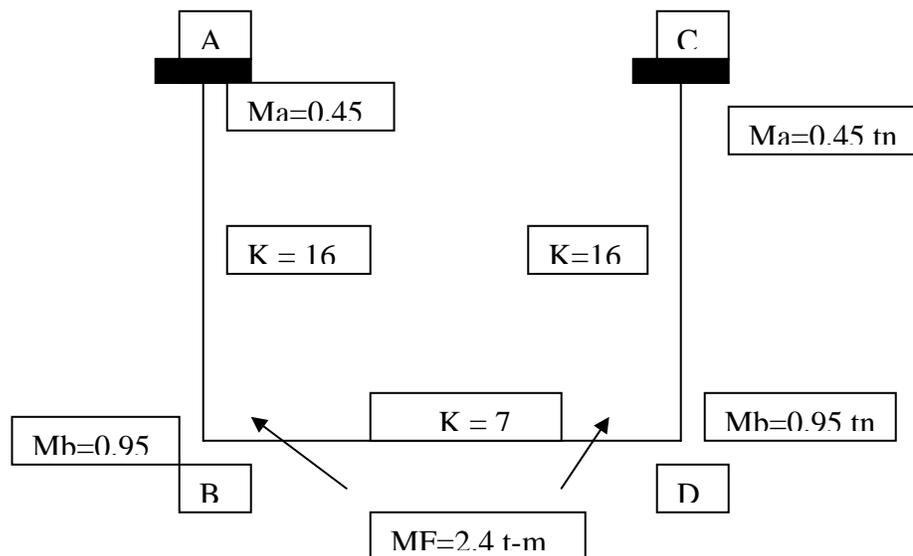
$$R = WX$$

$$R = (0.8)(2.5)$$

$$R = \underline{2.01 \text{ ton.}}$$

d). Distribución de momentos:

Figura 4. Diagrama de distribución de momentos



Factores de distribución

$$FD = FD_{cd} = \frac{K_{AB}}{K_{AB}} = 1$$

$$FD_{ba} = FD_{dc} = \frac{K_{BA}}{K_{BA} + K_{BD}} = \frac{16}{16 + 7} = 0.696$$

$$FD_{bd} = FD_{dc} = \frac{K_{BD}}{K_{BD} + K_{BA}} = \frac{7}{7 + 16} = 0.304$$

Nota: se analiza un solo lado por ser simétrico

Tabla I. Determinación de momentos fijos

NODO	A	B	
MIEMBRO	AB	BA	BD
K	16	16	7
FD	1	0.696	0.304
MF	-450	950	-2400
	450	1009.2	440.8
	504.6	225	-220.4
	-504.6	-3.2	-1.4
	-1.6	-252.3	0.7
	1.6	175.11	76.4
	87.5	0.8	-38.2
	-87.5	-26	-9.2

Continuación

	-13	-43.7	4.6
	13	27.21	11.8
	13.6	6.5	-5.9
	-13.6	-0.42	-0.2
	-0.21	-6.8	0.1
	0.21	4.66	2
	2.3	0.1	-1
	-2.3	-0.6	-0.27
	-0.3	-1.1	0.13
	0.3	0.67	0.3

MB(-)

150 kg/m

- 150 Kg/m

e). Determinación de reacciones:

Bandas verticales

$$\sum M_B = 0$$

$$M_B + HR_A = W \times \frac{H}{6}$$

$$0.15 + 2.5R_A = 2.16 \times \frac{2.5}{6}$$

6

$$R_A = \frac{0.9 - 0.15}{2.5}$$

$$R_A = \underline{0.3 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_B + R_A = W \times \frac{H}{2}$$

$$R_B = 2.7 - 0.3$$

$$R_B = \underline{2.4 \text{ Ton.}}$$

f). Puntos de inflexión:

Bandas verticales

$$Y = \left\{ \frac{6RAH}{W} \right\}^{0.5}$$

$$Y = \left(\frac{6(0.3)(2.5)}{2.16} \right)^{0.5}$$

$$Y = 1.45 \text{ Mts.}$$

Bandas horizontales

$$M_B + \frac{WY^2}{2} = RY$$

$$0.15 + \frac{0.8Y^2}{2} = 2.4Y$$

$$0.4Y^2 - 2.4Y + 0.15 = 0$$

Donde $Y = 0.98$ mts.

g). Momento positivo en paredes:

$$\text{se dar\'a en } Z = \left\{ \frac{2R_A H}{W} \right\}^{0.5}$$

$$Z = \left\{ \frac{2(0.3)(2.5)}{2.16} \right\}^{0.5}$$

$$Z = 0.83$$

En donde

$$M = \left(\frac{WZ^3}{6H} \right) - R_A Z$$

$$M = \frac{(2.16)(0.83)^3}{(6)(2.5)} - (0.3)(0.83)$$

$$M = \underline{-0.17 \text{ T} - \text{M}}$$

Momento positivo máximo en losa

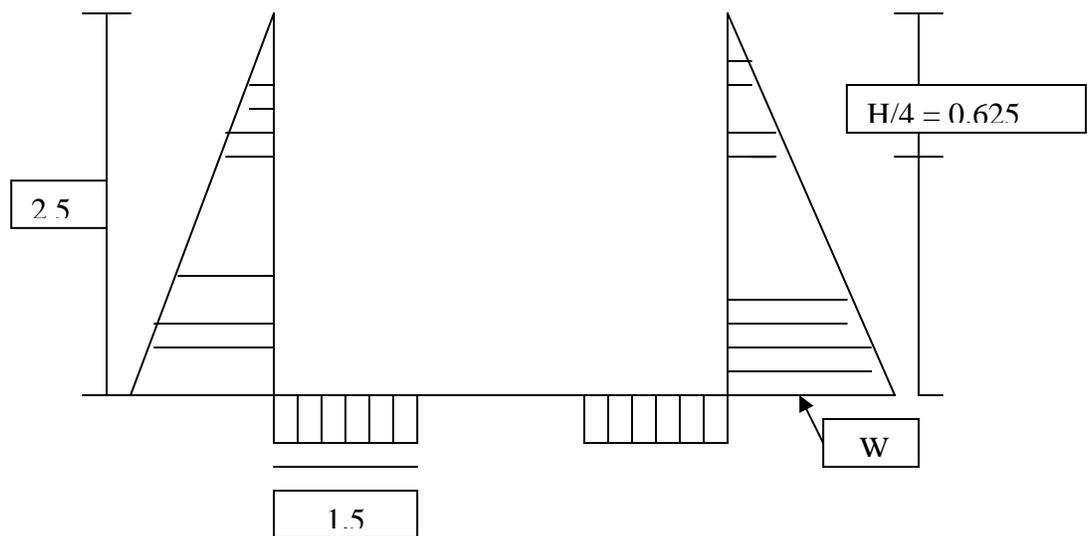
$$M = (M_F - M_B) + M_{\text{centro}}$$

$$M = (2.4 - 0.15) + 1.2$$

$$M = \underline{3.45 \text{ T} - \text{M.}}$$

CASO 2: Diagrama de fuerzas a analizar

Figura 5. Fuerzas actuantes en tanque



b). Determinación de cargas:

Bandas verticales

$$W = CM \times KA \times \Gamma_s \times H \times A \quad A = 0.625 \text{ mts.}$$

$$W = 1.4 \times 0.33 \times 1.5 \times 2.5 \times 0.625$$

$$W = \underline{1.08 \text{ T - m.}}$$

Bandas horizontales

$$W = CM \times \Gamma_c \times e \times A \quad e = \text{espesor de losa de fondo}$$

$$W = 1.4 \times 2.4 \times 0.2 \times 0.625$$

$$W = \underline{0.42 \text{ T - M.}}$$

c). Determinación de momentos fijos y reacciones

bandas verticales

$$M_A = \frac{wx^3}{H} \left(\frac{2x^2}{5H^2} - \frac{x}{H} + \frac{2}{3} \right) \quad X = \frac{H}{4} = 0.625$$
$$L = H = 2.5$$

$$M_A = \frac{(1.08)(0.625)^3}{2.5} \times \left(\frac{(2)(0.625)^2}{5(2.5)^2} - \frac{0.625}{2.5} + 0.67 \right)$$

$$M_A = \underline{0.043 \text{ T-M.}}$$

$$R_A = \left(\frac{12M_A H^2 - 2wx^3 H + 3wx^2 H^2}{6H^3} \right)$$

$$R_A = \frac{\{(12)(0.043)(2.5)^2\} - (2 \times 1.08 \times (0.625)^3 (2.5)) + (3 \times 1.08 \times (0.625)^2 \times (2.5)^2)}{6 \times (2.5)^3}$$

$$R_A = \underline{0.10 \text{ Ton.}}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$M_B + (R_A)(H) = M_A + (w)(\frac{H}{2})(\frac{H}{3})$$

$$M_B + (0.10 \times 2.5) = 0.043 + (1.08)(\frac{2.5}{2})(\frac{2.5}{3})$$

$$M_B + 0.25 = 1.168$$

$$M_B = 1.168 - 0.25$$

$$M_B = \underline{0.92 \text{ T-M.}}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_B = \frac{w(H)}{2} - R_A$$

$$R_B = \frac{(1.08)(2.5)}{2} - 0.10$$

$$R_B = \underline{1.25 \text{ ton.}}$$

- bandas horizontales en losa

$$w = 0.42 \text{ ton/m}^2$$

$$X = 2.5 \text{ m.}$$

$$M_f = \frac{WX^2(3L - 2X)}{6L}$$

$$M_f = \frac{(0.42)(2.5)^2\{3(6) - 2(2.5)\}}{6 \times 6}$$

$$M_f = \frac{(2.625)(18 - 5)}{36}$$

$$M_f = \underline{0.94 \text{ ton/m.}}$$

$$R = WX$$

$$R = 0.42(2.5)$$

$$R = \underline{1.05 \text{ ton.}}$$

Momento al centro en bandas horizontales

$$M = \frac{WX^3}{3L}$$

$$M = \frac{(0.42)(3)^3}{3 \times 6}$$

$$M = \underline{0.63 \text{ ton/m.}}$$

d). Distribución de momentos:

Figura 6. Diagrama de distribución de momentos

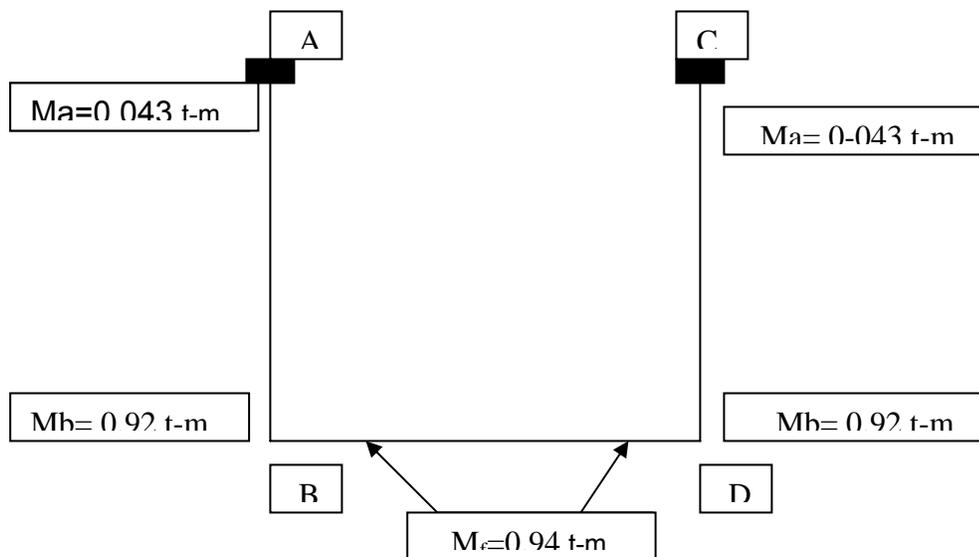


Tabla II. Determinación de momentos fijos

NODO	A	B	
MIEMBRO	AB	BA	BD
K	16	16	7
FD	1	0.696	0.304
MF	-43	920	940
	43	13.92	6
	6.9	21.54	-3
	-6.9	-12.8	-5.6
	-6.4	-3.4	2.8
	6.4	0.42	0.2
	0.21	3.2	-0.1
	-0.21	-2.1	-0.9
	-1	-0.1	0.45
	1	0.26	0.1
	0.13	0.5	-0.05
	-0.13	-0.31	-0.13

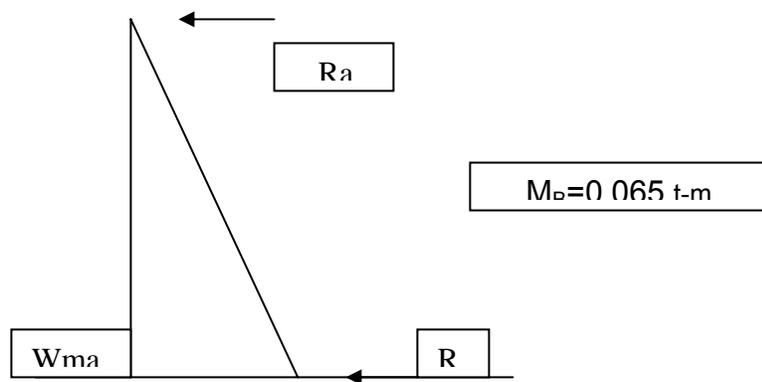
MB(-)

65 Kg/m.

- 65 Kg/m.

e). Determinación de reacciones (reales)
en paredes

Figura 7. Reacciones actuantes en paredes de tanque



$$\sum M_B = 0$$

$$M_B + 2R_A = W \times \frac{H}{3}$$

$$2R_A = \frac{w(H)}{3} - M_B$$

$$2R_A = \frac{(1.08)(2.5)}{3} - 0.065$$

$$R_A = \underline{0.42 \text{ Ton.}}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_B = W - R_A$$

$$R_B = 1.08 - 0.42$$

$$R_B = \underline{0.66 \text{ Ton.}}$$

f). Puntos de Inflexión

Bandas verticales

$$Y = \frac{[(6RAH)]^{0.5}}{W}$$

$$Y = \frac{[(6(0.42)(2.5))^{0.5}}{1.08}$$

$$Y = 2.41 \text{ Mts.}$$

Bandas horizontales

$$M_B + \frac{WY^2}{2} = RY$$

$$0.065 + \frac{0.42Y^2}{2} = 1.05Y$$

$$0.21Y^2 - 1.05Y + 0.065 = 0$$

Donde

$$Y = 2.63 \text{ mts.}$$

g). Momento positivo máximo en paredes

$$Z = \left\{ \frac{2RAH}{w} \right\}^{0.5}$$

$$Z = \left\{ \frac{2(0.42)(2.5)}{1.08} \right\}^{0.5}$$

$$Z = 1.40 \text{ mts.}$$

donde $M = \left(\frac{WZ^3}{6H} \right) - R_A Z$

$$M = \frac{(2.16)(1.4)^3}{(6)(2.5)} - (0.42)(1.4)$$

$$M = \underline{-0.4 \text{ T} - \text{M}}$$

Momento positivo máximo en losa

$$M = (MF - M_B) + M_{\text{centro}}$$

$$M = (0.94 - 0.065) + 1.51$$

$$M = \underline{2.38 \text{ T} - \text{M.}}$$

Tabla III. Ancho de bandas, peso, momentos fijos en paredes y losa de fondo en tanque

BANDA	ANCHO DE BANDA		X metros		W t – m		MF t - m	
	SL	SC	SL	SC	SL	SC	SL	SC
B1	0.625	0.625	0.625	0.625	1.08	1.08	-0.2	-0.2
B2	0.625	0.625	1.25	1.25	0.81	0.81	-0.55	-0.55
B3	0.625	0.625	1.25	1.25	0.54	0.54	-0.36	-0.36
B4	0.625	0.625	0.625	0.625	0.27	0.27	-0.05	-0.05
B5	0.625	0.625	0.625	0.625	1.08	1.08	-0.2	-0.2
B6	1.17	1.17	1.25	1.25	2.16	2.16	-1.45	-1.45
B7	0.625	0.625	1.25	0.625	0.42	0.42	-0.28	-0.076
B8	1.17	1.17	2.42	1.25	0.8	0.8	-1.71	-0.55
B9	1.17	1.17	3	2.42	0.8	0.8	-2.4	-1.71

Tabla IV. Determinación de momentos en bandas de paredes y lasa de piso en tanque

BANDA	M+ sin corregir t-m		M- en extremos t-m		M+ corregido	
	SL	SC	SL	SC	SL	SC
B1	0.015	0.015	0.2	0.2	0.015	0.015
B2	0.088	0.088	0.55	0.55	0.088	0.088
B3	0.06	0.06	0.36	0.36	0.06	0.06
B4	0.004	0.004	0.05	0.05	0.004	0.004
B5	0.015	0.015	0.2	0.2	0.015	0.015
B6	0.23	0.23	1.45	1.45	0.23	0.23
B6	0.23	0.23	1.45	1.45	0.23	0.23
B7	0.046	0.006	0.4	0.093	0.074	0.011
B8	0.63	0.09	2.29	1.13	0.05	0.5
B9	1.2	0.63	2.74	2.05	0.86	0.29

Tabla V. Cálculo de areas de acero

BANDA	$A_s - (cm^2)$		$A_s + (cm^2)$		$A_s \text{ min } (cm^2)$	
	SL	Sc	SL	Sc	SL	Sc
B1	0.66	0.66	0.047	0.047	1.2	1.2
B2	1.84	1.84	0.29	0.29	1.2	1.2
B3	1.19	1.19	0.19	0.19	1.2	1.2
B4	0.16	0.16	0.013	0.013	1.2	1.2
B5	0.66	0.66	0.047	0.047	1.2	1.2
B6	4.95	4.95	0.76	0.76	0.85	0.85
B6	4.95	4.95	0.76	0.76	1.7	1.7
B7	0.93	0.42	0.17	0.025	1.2	1.2
B8	5.48	2.67	1.48	1.17	1.7	1.7
B9	6.6	4.9	2.84	1.5	1.7	1.7

Ver detalle de amado de paredes y losas del tanque, en planos.

2.1.10 Clorinador y sistema de desinfección del agua

El clorinador, es un equipo que permite por medio de su función lograr una desinfección del agua convirtiéndola sanitariamente segura para su utilización, el clorinador está compuesto por la siguientes partes: clorador, difusor, cilindros de almacenamientos de gas-cloro y una balaza.

Este tipo de clorinador va a permitir realizar un sistema de desinfección del agua por medio de gas-cloro, esto se realiza de la siguiente manera: desde los cilindros de almacenamiento sale el gas-cloro y pasa por el clorador, posteriormente el gas-cloro es conducido por una manguera hacia el difusor, donde el gas es inyectado al agua antes de entrar al tanque de distribución. Ver ejemplo del sistema de cloración en las planos.

El equipo que conforma el clorinador va a estar instalado dentro de una caseta construida de bloks, ubicada a un costado del tanque de distribución. La caseta va a permitir el cuidado del equipo a las inclemencias del tiempo y también permitir solo el acceso del personal capacitado para el manejo del clorinador.

Ver detalles y dimensiones de la caseta de cloración en planos.

2.2 Diseño del sistema de alcantarillado sanitario

2.2.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario, el cual está compuesto por: red principal de drenaje dividida en dos sectores, con una longitud de: 1,921 metros para el sector 1 y 2,155 metros para el sector 2. Pozos de vista de diferentes medidas, conexiones domiciliarias, sistema de tratamiento de aguas residuales, planos y presupuestos, empleando en cada paso de la realización del diseño parámetros y factores que intervienen en su realización. Estos parámetros y factores fueron determinados de acuerdo a las bases y necesidades de la población.

2.2.2 Levantamiento topográfico

Se realizó el levantamiento topográfico de planimetría y altimetría tanto para poder determinar la localización y ubicación del sistema, así como las diferencias de cotas o alturas en el terreno. También se pudo obtener la ubicación de las fosas sépticas, y el lugar receptor del desfogue del drenaje.

Por la topografía del terreno, el diseño del sistema de alcantarillado se desarrolló dividiendo la población en dos sectores. (sector 1 y sector 2)., en las cuales cada sector va a tener su propio lugar de desfogue de aguas negras.

2.2.3 Características del subsuelo

Las características del suelo se determinaron por medio de la realización de excavaciones, comprobando también el nivel freático.

La comunidad “La Trinidad” tiene un suelo formado de la siguiente manera: primero está formado por una capa vegetal, luego una capa de tierra negra, por último arcilla. Se pudo determinar que el nivel freático se encuentra a una profundidad promedio de 6 a 7 metros.

2.2.4 Tipo de sistema a utilizar

El sistema a utilizar es un sistema de alcantarillado sanitario, debido a que únicamente van a ser conducidos en la red de drenaje desechos provenientes de las viviendas (desechos domésticos).

2.2.5 Descripción del sistema

El sistema de alcantarillado está compuesto por una red de tuberías que transportará los desechos domésticos provenientes de las viviendas a un lugar de tratamiento y desfogue.

Fue necesario dividir la red de tubería en dos sectores, debido a la topografía quebrada de la comunidad, esto obligo a la realización de un diseño para cada sector tomando en cuenta todos los factores que intervienen en la elaboración del mismo, como; numero de habitantes actuales, numero de habitantes futuros, población tributaria, dirección del flujo, pendientes, etc. También en la elaboración del sistema se diseñaron obras accesorias como, pozos de visita, conexiones domiciliarias.

Hay que mencionar que cada sector cuenta con un sistema de tratamiento y desfogue.

2.2.6 Período de diseño

Se diseña un sistema de alcantarillado sanitario con un periodo de 30 años para colectores principales, 20 años para redes secundarias y de 10 a 15 años para tratamientos primarios. Todo a partir de la fecha de construcción, el período a emplear es de 20 años.

2.2.7 Estimación de la población de diseño

Método del incremento geométrico

$$P_f = P_a \times \left(1 + \frac{R}{100} \right)^n$$

Donde:

P_f = Población futura.

P_a = Población actual

R = Tasa de crecimiento = 3%

n = Periodo de diseño = 20 años.

Sector 1:

Población actual = 602 habitantes.

$$P_f = 602 \text{ hab} \times \left(1 + \frac{3}{100} \right)^{20}$$

$P_f = 1,088$ Habitantes.

Sector 2 :

Población actual = 798 habitantes.

$$P_f = 798 \text{ hab} \times \left(1 + \frac{3}{100} \right)^{20}$$

$$P_f = 1,442 \text{ Habitantes.}$$

2.2.8 Determinación del caudal de aguas servidas

En el sistema de alcantarillado sanitario el caudal será determinado de acuerdo con la información siguiente:

2.2.9 Población tributaria

La población tributaria se obtuvo teniendo el número de casas localizadas o proyectadas de cada tramo, multiplicándose por el número de habitantes por vivienda. Se determinó para viviendas actuales y futuras.

Para la comunidad se obtuvo la densidad de habitantes por vivienda, así:

Habitantes por vivienda = número de habitantes/número de casas.

Habitantes por vivienda = 7 habitantes/vivienda.

2.2.10 Dotación

Es la cantidad de agua que es asignada en un día a cada habitante de la comunidad. Se expresa en litros por habitante por día. (L/H/D).

La dotación para la comunidad La Trinidad es de 120 l/tshab/día.

2.2.11 Factor de retorno al sistema

Este factor es considerado entre un 75% y un 95%, del consumo de agua de la población.

En este caso se tomó el factor de retorno al sistema del 80%.

2.2.12 Factor de flujo instantáneo

Este factor también es llamado Factor de Harmond, es un factor que está en función del número de habitantes localizados en el área de influencia, regula un valor máximo de las aportaciones por uso doméstico. Este factor actúa principalmente en las horas pico, es decir, en las horas que más se utiliza el sistema de drenaje. Se debe calcular para cada tramo de la red. Su fórmula es:

$$F.H. = (18 + P^{0.5}) / (4 + p^{0.5})$$

Siendo:

F.H. = Factor de Harmond

P = Población en miles de habitantes.

2.2.13 Relación de diámetros y caudales

La relación q/Q deberá ser menor o igual a 0.75, esto para que el alcantarillado funcione como canal abierto, en el cual el agua circule por acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre sin líquido está en contacto con la atmósfera. Existen excepciones, puede suceder que el canal esté cerrado, como en el caso de los conductos que sirven de alcantarillados para que circule el agua de desecho, y que eventualmente se produzca alguna presión debido a la formación de gases, la relación d/D debe ser mayor o igual a 0.10 y menor o igual a 0.75 para alcantarillado sanitario, la velocidad mínima será de 0.40 m/s, pero no siempre es posible obtener dicha velocidad por los flujos bastante bajos que resultan de ramales que sirven a sólo unas cuantas viviendas. La velocidad mínima tiene como objetivo principal, evitar que no ocurra el efecto de sedimentación de los sólidos, pero, también es importante tomar en cuenta las velocidades altas que producen efectos dañinos, debido a que los sólidos en suspensión provocan un efecto desgastador a la tubería, por lo cual se recomienda un velocidad máxima de 3 m/s, (para tuberías p.v.c. norma ASTM 3034).

2.2.14 Caudal domiciliar

Es la cantidad de agua que la población ha utilizado para cubrir sus necesidades y luego es desechada y conducida hacia la red de alcantarillado, es decir, que el agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación del suministro del agua potable, menos una porción que no será vertida al drenaje de aguas negras, como los jardines y lavado de vehículos. Por lo tanto el caudal domiciliar se encuentra relacionado directamente con el factor de retorno, que en este caso se tomó del 80%.

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{Dotación x número de habitantes futuros x factor de retorno}}{86,400 \text{ seg/día.}}$$

Sector 1:

$$Q_{\text{dom}} = \frac{(120 \text{ l/h/d}) \times (1088 \text{ hab fut}) \times (0.8)}{86,400 \text{ seg/día}} = 1.2 \text{ lts/seg.}$$

Sector 2:

$$Q_{\text{dom}} = \frac{(120 \text{ l/h/d}) \times (1442 \text{ hab fut}) \times (0.8)}{86,400 \text{ seg/día}} = 1.6 \text{ lts/seg.}$$

2.2.15 Caudal de infiltración

El caudal de infiltración será cero, debido a que el material a utilizar es tubería de p.v.c.

2.2.16 Caudal de conexiones ilícitas

El caudal de conexiones ilícitas es producido por viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al sistema de alcantarillado sanitario.

El porcentaje estimado de viviendas que realizan conexiones ilícitas varía de 0.5% a 2.5%. Según el Instituto de Fomento Municipal (INFOM) de Alta Verapaz, se puede tomar un valor del 10% del caudal domiciliario.

El principal objetivo es determinar lo más exacto posible el caudal de conexiones ilícitas que puedan llegar al sistema de alcantarillado sanitario.

Este caudal depende de muchos factores, tanto físicos, geográficos, meteorológicos, etc.

Los métodos de cálculo de caudales de escorrentía son imprecisos, debido a la falta de información hidrológica que permite correlacionar las diferentes variables, la escorrentía, la topografía, la permeabilidad de suelo, etc.

Para la determinación del caudal de conexiones ilícitas se pueden utilizar varios métodos, por ejemplo:

1. Fórmulas empíricas.
2. Método de hidrografía.
3. Método racional.
4. Estudio de correlación entre lluvia y escorrentía.
5. El uso de modelos matemáticos en computadoras.

El método a utilizar es, el Método racional.

2.2.16.1 Método racional

Este Método, establece que el caudal proveniente de una precipitación es función directa de la intensidad de lluvia, del área tributaria y de un coeficiente de escorrentía, el cual depende a su vez de la pendiente del terreno y de su permeabilidad.

$$Q_{C.i.} = \frac{C \times I \times A}{360} \times \frac{1000 \text{ lt}}{\text{m}^3} = \text{Lt/seg.}$$

donde:

$Q_{C.i.}$ = Caudal de conexiones ilícitas.

C = Coeficiente de escorrentía.

I = Intensidad de lluvia en mm/hr.

A = Área a drenar, en hectáreas.

Intensidad de Lluvia

Es la cantidad de lluvia que cae en un área por unidad de tiempo, y está dada en milímetros por hora.

Se determina de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$I = \frac{a}{t + b}$$

donde:

a y b = constantes del lugar y período de retorno (se obtiene de estudios meteorológicos).

t = Tiempo de concentración ó tiempo de corrimiento (minutos). En Guatemala.

$t_{\text{inicial}} = 12$ minutos.

Tabla VI. Intensidades de lluvia para algunas localidades (mm/h)

Período de retorno	2 años	5 años	10 años	20 años
Ciudad de Guatemala zona atlántica	<u>2,888</u> t + 18	<u>3,706</u> t + 22	<u>4,204</u> t + 23	<u>4,604.5</u> t + 24
Ciudad de Guatemala zona pacifico	<u>3,624.10</u> T + 27.8	<u>4,978.10</u> t + 32.80	<u>5,915.70</u> t + 35.8	<u>6,889.10</u> t + 39.5
Bananera Izabal	<u>5,711.15</u> t + 48.98	<u>7,103.95</u> T + 53.8	<u>7,961.65</u> t + 56	<u>8,667.77</u> t + 58.45
Quetzaltenango	<u>977.7</u> t + 3.8	<u>1,128.50</u> T + 3.24	<u>1,325.50</u> t + 3.48	
El Pito-Chocola Suchitepequez	<u>11,033.60</u> t + 101.10	<u>11,618.70</u> t + 92.19	<u>13,455.20</u> t + 104.14	
La Fragua Zacapa	<u>3,700.50</u> t + 50.69	<u>3,990.50</u> t + 41.75	<u>4,049</u> t + 37.14	

Para este caso se utilizará la intensidad de lluvia para zona atlántica, con un periodo de diseño de 20 años.

Entonces:

$$I = \frac{4604.5}{t + 24}$$

$$I = \frac{4,604.5}{12 + 24}$$

$$I = 127.9 \text{ mm/h.}$$

Coeficiente de escorrentía

Es la cantidad de lluvia que escurre, en función de la permeabilidad de la superficie del suelo.

El coeficiente de escorrentía (C), es la variable del método racional menos susceptible a determinación precisa.

El coeficiente de escorrentía C, se obtendrá de la siguiente tabla:

Tabla VII. Coeficientes de escorrentía para algunas superficies

TIPO DE SUPERFICIE	FACTOR C
Superficies impermeables de techos	0.75 a 0.95
Pavimentos de asfalto en buen estado	0.85 a 0.95
Pavimento de concreto en buen estado	0.70 a 0.90
Pavimento de piedra o ladrillo con buenas juntas	0.75 a 0.85
Pavimentos de piedra o ladrillo con juntas permeables	0.40 a 0.70
Superficies sin pavimento, patios y lotes sin construir	0.10 a 0.30
Parques, prados, jardines, canchas, etc.	0.05 a 0.25
Bosques y tierras cultivadas.	0.01 a 0.20

Entonces, caudal de conexiones ilícitas:

$$Q_{c.l.} = \frac{0.75 \times 127.9 \times 0.0057 \text{ Ha}}{360} \times 1,000 \frac{\text{lt}}{\text{m}^3} = 1.51 \text{ lt/sg.}$$

2.2.17 Factor de caudal medio o factor de caudal de diseño

Este factor regula la aportación del caudal en el sistema. Es la sumatoria de los caudales: doméstico, de infiltración y conexiones ilícitas. El rango en que el factor se debe de encontrar es 0.002 a 0.005, si se da un valor menor, se tomará el de 0.002, y si se da un valor mayor, se tomará 0.005.

$$F.Q.M. = \frac{Q_{\text{medio}}}{\# \text{ hab.}}$$

Donde:

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{domiciliar}} + Q_{\text{infiltración}} + Q_{c.l.}$$

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL FACTOR DE CAUDAL MEDIO:

La ventaja del FQM es que no se tiene que estar repitiendo los cálculos anteriores en cada tramo. La desventaja es que si el valor es menor que 0.002 se podría sobre diseñar el sistema, y si el resultado fuera mayor a 0.005 se podría estar subdiseñando.

2.2.18 Caudal de diseño

Para poder determinar la cantidad de agua negra que transportará el alcantarillado sanitario en los distintos puntos donde ésta fluya, se tendrán que integrar los valores que se describen en la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{diseño}} = \text{No. Hab.} \times \text{F.H.} \times \text{F.Q.M.}$$

2.2.19 Secciones y pendientes

Por las condiciones del terreno, como pendientes y ubicación de la red de drenaje, se presentan inconvenientes para poder utilizar tubería de concreto. Es por eso que se seleccionó la utilización de tubería de p.v.c.

Para el cálculo se utilizarán las siguientes ecuaciones:

V = velocidad a sección llena

$$V = 1/n \times R^{2/3} \times s^{1/2}$$

$$V = 1/n \times \frac{(D)^{2/3}}{4} \times s^{1/2} \quad (\text{sistema métrico})$$

4

Donde:

V = velocidad del flujo a sección llena (m/s)

R = radio hidráulico igual a la sección del tubo entre el perímetro mojado

D = diámetro de la sección circular (m)

S = pendiente de la gradiente hidráulica (m/m)

N = coeficiente de rugosidad de manning, donde $n = 0.011$, esto para tubería p.v.c.

En algunas ocasiones, en tramos iniciales, el diámetro mínimo a utilizar para este sistema de alcantarillado sanitario es de 4". El aumento de diámetro de tubería puede ser causado por la influencia de la pendiente, de la velocidad o del caudal.

La profundidad mínima de la tubería, no deberá ser menor de 100 centímetros sobre la corona del tubo, norma 202-c, reglamento de drenajes de la dirección de obras municipales, la profundidad de la zanja podrá variar según las circunstancias, pero no podrá ser menor de lo mínimo, los diámetros de tubería a utilizar en este sistema son: 4" y 6", por lo que el mínimo de ancho de zanja será 60 centímetros, norma 701-a, reglamento de drenajes de la dirección de obras municipales.

El ancho de la zanja es de mucha importancia ya que evita el exceso de excavación.

2.2.20 Obras accesorias

Entre estas obras se encuentran los pozos de visitas, estos se diseñarán para ubicarlos en los siguientes casos:

- 1.) Inicio del sistema de alcantarillado.
- 2.) Cambio de pendiente.
- 3.) Cambio de diámetro.
- 4.) Intersección de dos o más tuberías.
- 5.) Los extremos superiores de ramales iniciales.
- 6.) A distancias no mayores de 100 metros en línea recta en diámetro hasta 24".
- 7.) A distancias no mayores de 300 metros en diámetros superiores de 24".

2.2.21 Especificaciones de diseño

La diferencia en la Cotas Invert, en los pozos de visita, que entran y salen será como mínimo de 0.03 metros.

Si la tubería que entra es de diámetro menor a la que sale, la diferencia de cotas invert, será como mínimo, la diferencia de dichos diámetros.

Los pozos de visita serán construidos con paredes de ladrillos de barro cocido y elementos de concreto.

En los pozos se colocarán escalones para que se facilite la inspección y limpieza, los escalones serán de varillas de hierro.

Diseño hidráulico de la red de alcantarillado sanitario de la comunidad La Trinidad

Diseño hidráulico de sistema. El diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la comunidad, se realizó diseñando por separado cada sector. Utilizando especificaciones técnicas de tubería p.v.c., empleando diversas fórmulas, a continuación se muestra un ejemplo para cada sector.

Para el colector principal se utilizará un diámetro mínimo de 6 pulgadas, tubería p.v.c., según la norma ASTM 3034, para las conexiones domiciliarias se utilizará tubería p.v.c. de diámetro 4 pulgadas y para la candela domiciliar, tubo de concreto de un diámetro de 12 pulgadas.

Parámetro de diseño:

Tipo de sistema:	Drenaje sanitario
Periodo de diseño:	20 años
Tasa de crecimiento:	3%
Dotación de agua:	120 litros/hab/dia
Factor de retorno de aguas negras:	80%
Material a utilizar:	P.V.C.
Coeficiente de rugosidad:	0.011
Densidad de vivienda:	7 habitantes/vivienda

Sector 1

Caudal domiciliar

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{Dotación (lt/hab/dia)} \times \text{No. de hab. Futuros} \times \text{Factor de retorno}}{86,400 \text{ seg/dia}}$$

$$Q_{\text{dom}} = \frac{(120 \text{ lt/hab/dia}) \times (1088 \text{ hab. fut.}) \times (0.8)}{86,400 \text{ seg/dia}} = 1.2 \text{ Lt/seg.}$$

Caudal de conexiones ilícitas

$$Q_{\text{C.i.}} = \frac{C \times I \times A}{360} \times \frac{1000 \text{ lt}}{\text{m}^3} = \text{Lt/seg.}$$

$$Q_{\text{C.i.}} = \frac{0.75 \times 127.9 \times 0.0024 \text{ Ha}}{360} \times \frac{1000 \text{ lt}}{\text{m}^3} = 0.64 \text{ lts/seg.}$$

Factor de caudal medio

$$\text{F.Q.M.} = \frac{Q_{\text{medio}}}{\# \text{ hab.}}$$

Donde:

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{domiciliar}} + Q_{\text{infiltración}} + Q_{\text{C.I.}}$$

$$Q_{\text{medio}} = 1.2 \text{ lt/seg} + 0 + 0.64 \text{ lt/seg.}$$

$$Q_{\text{medio}} = 1.84 \text{ lt/seg.}$$

$$\text{F.Q.M.} = \frac{1.84 \text{ lt/seg.}}{1,088 \text{ hab}}$$

$$\text{F.Q.M.} = 0.0017$$

Se utilizará un factor de caudal medio de 0.002. Debido a que la norma establecida por D.G.O.P. establece lo siguiente:

$$0.002 < \text{F.Q.M.} < 0.005$$

Sector 2

Caudal domiciliar

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{Dotación (lt/hab/día)} \times \text{No. de hab. Futuros} \times \text{Factor de retorno}}{86,400 \text{ seg/día}}$$

$$Q_{\text{dom}} = \frac{(120 \text{ Lt/Hab/dia}) \times (1,442 \text{ hab. fut.}) \times (0.8)}{86,400 \text{ seg/dia}} = 1.6 \text{ Lt/seg.}$$

Caudal de conexiones ilícitas

$$Q_{\text{C.I.}} = \frac{C \times I \times A}{360} \times \frac{1000 \text{ lt}}{\text{m}^3} = \text{Lt/seg.}$$

$$Q_{\text{C.I.}} = \frac{0.75 \times 127.9 \times 0.003 \text{ Ha}}{360} \times \frac{1000 \text{ lt}}{\text{m}^3} = 0.85 \text{ lts/seg.}$$

Factor de caudal medio

$$\text{F.Q.M.} = \frac{Q_{\text{medio}}}{\# \text{ hab.}}$$

Donde:

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{domiciliar}} + Q_{\text{infiltración}} + Q_{\text{C.I.}}$$

$$Q_{\text{medio}} = 1.6 \text{ lt/seg} + 0 + 0.85 \text{ lt/seg.}$$

$$Q_{\text{medio}} = 2.45 \text{ lt/seg.}$$

$$\text{F.Q.M.} = \frac{2.45 \text{ lt/seg}}{1,442 \text{ hab.}}$$

$$\text{F.Q.M.} = 0.0017$$

Se utilizará un factor de caudal medio de 0.002. Debido a que la norma establecida por D.G.O.P. establece lo siguiente:

$$0.002 < F.Q.M. < 0.005$$

Ejemplo del cálculo de un ramal

Se tomó como ejemplo el diseño del tramo del pozo de visita 2 al pozo de visita 1.

Datos:

P.V. = pozo de visita.

Cota inicial P.V. 2 = 978.015

Cota final P.V. 1 = 977.05

Distancia entre los dos pozos = 72 m.

Factor de caudal medio = 0.0025

Periodo de diseño = 20 años.

Material a utilizar = P.V.C.

Pendiente de terreno

$$P = \frac{\text{cota de terreno inicial} - \text{cota de terreno final}}{\text{Distancia (m)}} \times 100$$

$$P = \frac{(978.015 - 977.05)}{72 \text{ m.}} \times 100 = 1.34\%$$

Factor Harmond (F.H.)

$$F.H. = (18 + P^{0.5}) / (4 + P^{0.5}) \quad \text{donde } P = \text{población en miles}$$

Número de casas acumuladas del tramo = 7

No. habitantes actuales = 49

No. habitantes futuros = 89

Para población actual

$$F.H. = (18 + (49/1000)^{0.5}) / (4 + (49/1000)^{0.5})$$

$$F.H. = 18.22/4.22$$

$$F.H. = 4.31$$

Para Población Futura

$$F.H.: (18 + (89/1000)^{0.5}) / (4 + (89/1000)^{0.5})$$

$$F.H.: 18.29/4.30$$

$$F.H.: 4.25$$

Caudal de diseño

$$Q_{\text{diseño}} =: FQM \times \# \text{ Habitantes} \times F.H.$$

Para este caso

Caudal de diseño actual:

$$0.0020 \times 49 \times 4.31 = 0.42 \text{ l/s.}$$

Caudal de diseño futuro:

$$0.0020 \times 89 \times 4.25 = 0.77 \text{ l/s.}$$

Diámetro de tubería = 6"

Pendiente de tubería (S%) = 1.34

Velocidad a sección llena (V)

Fórmula de MANNING:

$$V = \left(\frac{1}{n} \right) \times (Rh)^{2/3} \times (S\%)^{1/2}$$

Donde

$$Rh = D/4$$

$$n = 0.011 \text{ p.v.c}$$

$$V = (1/n) \times (D/4)^{2/3} \times (S\%)^{1/2}$$

$$1 \text{ pul} = 0.0254 \text{ m.}$$

$$V = (1/0.011) \times ((6 \times 0.0254/4)^{2/3} \times \sqrt{(0.00134)})$$

$$V = 90.9 \times 0.11 \times 0.1$$

$$V = 1.16 \text{ mts/seg.}$$

Caudal a sección llena

$$Q = V \times A \quad \text{donde} \quad A = \pi \times r^2 \quad r = D/2$$

D = diámetro de tubería

$$A = \pi \times (D/2)^2$$

$$A = \pi \times (D^2/4)$$

$$A = (3.1416) \times \frac{(6 \times 0.0254)^2}{4}$$

$$A = 0.01824 \text{ mts}^2.$$

$$V = 1.16 \text{ m/s.}$$

$$Q = V \times A$$

$$Q = 1.16 \text{ i/s} \times 0.0182 \text{ mt}^2$$

$$Q = 0.021115 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Convirtiendo los metros cúbicos en litros, tenemos:

$$1\text{m}^3 = 1000 \text{ litros}$$

$$0.02115\text{m}^3 = x \text{ litros}$$

$$x \text{ litros} = (1000 \text{ li} \times 0.02115\text{m}^3)$$

$$Q = 21.16 \text{ litros/ seg.}$$

Relación de caudales y velocidades

Actuales:

$$q/Q = 0.46/21.16 \text{ lit/seg.} = 0.021$$

de tablas $v/V = 0.4$ entonces $d/D = 0.108$ (si cumple, ya que es mayor de 0.1)

$$v = 0.4 \times V = 0.4 \times 1.16$$

$$v = 0.46 \text{ m/s.} \quad 0.40\text{m/s} < 0.46\text{m/s} < 3\text{m/s.}$$

De acuerdo con estos resultados se comprueba que el resultado de la velocidad cumple con lo establecido de velocidades máximas y mínimas, para que no exista sedimentación ni erosión en la tubería. (NORMA ASTM 3034).

Futuros:

$$q/Q = 0.83 / 21.16 = 0.039$$

de tablas $v/V = 0.47$ entonces $d/D = 0.13$ (si cumple)

$$v = 0.47 \times V = 0.47 \times 1.16 \text{ l/s}$$

$$v = 0.545 \text{ m/s.} \quad 0.4\text{m/s} < 0.545\text{m/s} < 3 \text{ m/s}$$

De acuerdo con estos resultados se comprueba que el resultado de la velocidad cumple con lo establecido de velocidades máximas y mínimas, para que no exista sedimentación ni erosión en la tubería. (NORMA ASTM 3034).

Cotas Invert

La Cota Invert de inicio para un tramo, es la cota de terreno menos la profundidad de pozo inicial.

La Cota Invert para los siguientes puntos de los tramos, es la Cota Invert final del tramo anterior, menos 3 centímetros, esto cuando el tubo de entrada y de salida son del mismo diámetro, cuando no son del mismo diámetro se toma la diferencia de diámetros.

La Cota Invert final, es la Cota Invert inicial menos el producto de la pendiente del ramal por la distancia horizontal.

Para iniciar un tramo se tiene:

Cota invert inicial = cota de terreno – altura del pozo

Donde: la altura mínima del pozo es 1.20 metros.

En este caso las Cotas Invert van del pozo de visita 2 al pozo de visita 1:

Cota invert salida P.V.2 = Cota Invert de llegada P.V.2 – 0.03mts.

(o inicial)

$$= 976.8 - 0.03\text{mts}$$

$$= 976.77$$

Cota invert final P.V.1 = Cota Invert salida P.V. 2 – (S%/100) x dist. Horizontal

(o de llegada)

$$= 976.77 - (1.34/100)(72)$$

$$= 975.8$$

Altura de pozos

La altura del pozo inicial es la diferencia de la cota inicial del terreno y la Cota Invert inicial.

La altura del pozo final es la diferencia de la cota final del terreno y la Cota Invert final.

Altura de P.V. 2 = cota de terreno inicial – Cota Invert inicial (PV2)

$$= 978.015 - 976.77$$

$$= 1.245 \text{ mts}$$

$$\begin{aligned}\text{Altura de P.V.1} &= \text{cota terreno final} - \text{Cota Invert final (PV1)} \\ &= 977.05 - 975. \\ &= 1.25\text{mts.}\end{aligned}$$

En las siguientes tablas, se presenta el resumen del cálculo del sistema de alcantarillado sanitario, por sectores, de la comunidad La Trinidad.

DISEÑO HIDRÁULICO

Tablas VIII. y IX.

Tabla VIII.

Diseño hidráulico de alcantarillado sanitario

Comunidad: La Trinidad, Carchá, A.V.

Sector: 1

longitud de alcantarillado: 1,921 mts.

Tabla IX.
Diseño hidráulico de alcantarillado sanitario
Comunidad: La Trinidad, Carchá, A.V.
Sector: 2 **longitud de alcantarillado: 2,155 mts.**

Continuación

2.2.23 Tratamiento de las aguas servidas

Importancia del tratamiento de las aguas residuales. Dentro de la problemática general de una región existe un aspecto muy importante llamado salud, del cual depende el bienestar de su población y que está íntimamente ligada al tema de la utilización de los sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Una forma de poder contribuir al mejoramiento de los indicadores de salud de una región caracterizada por la alta incidencia de enfermedades, es el tratamiento de las aguas residuales, ya sea disponerlas finalmente en cuerpos de agua o para su reutilización.

Está claro que, la recolección y evacuación de las aguas residuales de una población, por medio del alcantarillado, contribuye al saneamiento y mejoramiento en el aspecto físico del lugar, éstas seguirán causando deterioro y problemas higiénicos a la misma población, si se eliminan sin ningún tratamiento previo.

La importancia del tratamiento de las aguas residuales radica en que se debe evitar, en lo posible, la contaminación de los ríos, lagos, mares y los mantos acuíferos, que en realidad son las fuentes primordiales con que se cuenta para hacer uso de tan vital elemento como es el agua.

El tipo de tratamiento que debe de usarse, en determinado lugar, depende de los contaminantes que se deben eliminar y hasta que punto. Por lo que habrá que hacerse un análisis para lograr una eliminación satisfactoria.

Proceso de tratamiento de aguas servidas. Es necesario prestarle a las aguas servidas un tratamiento adecuado para prevenir la contaminación de los cuerpos receptores, evitando interferir con los usos como agua de abastecimiento público, o para cualquier otro propósito.

El propósito del tratamiento de las aguas residuales, consiste en eliminar o separar la materia orgánica soluble y remoción de patógenos, ante de ser descargados a cuerpos receptores.

Los métodos usados para el tratamiento de las aguas negras, pueden incluirse dentro de los siguientes procesos:

- Tratamiento preliminar.
- Tratamiento primario.
- Tratamiento secundario.
- Tratamiento terciario.

Tratamiento preliminar. Este tratamiento está destinado a eliminar o separar los sólidos flotantes, los sólidos inorgánicos pesados, y cantidades excesivas de aceites o grasas. Para poder realizar este proceso se deben de utilizar diversas unidades, como:

- Deserenadores.
- Rejillas.

Tratamiento primario. Se constituye en la sedimentación, que es la forma de eliminar o separar los sólidos suspendidos en las aguas residuales.

Los mecanismos utilizados en el tratamiento primario están diseñados para retirar de las aguas residuales, los sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables que se encuentran suspendidos, mediante un proceso físico de sedimentación.

El propósito de este proceso es el disminuir suficientemente la velocidad de las aguas negras para que puedan sedimentar los sólidos. La eficiencia de un tanque de sedimentación depende del tamaño de la película, la gravedad específica de la materia de sedimentación y de otros factores; concentración de la materia en suspensión, temperatura, área de superficie del líquido, periodo de retención, viento, profundidad, forma de la cámara y efectos biológicos.

Las unidades de tratamiento más utilizadas en esta etapa son:

- Sedimentadores simples o primarios.
- Tanques Imhoff.

Tratamiento secundario. Este proceso depende principalmente de los organismos aeróbicos para la biodegradación de la materia orgánica soluble. Tratamiento que se realiza cuando las aguas residuales todavía contienen materia orgánica en estado soluble después del tratamiento primario.

Este es un sistema de tratamiento de tipo biológico, donde se aprovecha la acción de microorganismos presentes en las aguas residuales.

La presencia o ausencia de oxígeno disuelto en el agua residual definen dos grandes grupos o procesos de actividad biológica; proceso aeróbico (en presencia de oxígeno) y proceso anaeróbico (en ausencia de oxígeno).

Los dispositivos que se utilizan en el tratamiento secundario pueden dividirse en:

- Tanques de aeración.
- Filtro percolador.
- Filtros de arena.
- Lechos de contacto.
- Lagunas de estabilización.

2.2.24 Propuesta de las unidades de tratamiento

El sistema más adecuado en el sentido de construcción, operación y mantenimiento, para el tratamiento de aguas servidas, que se propone utilizar en la Comunidad “La Trinidad”, es la de colocar fosas sépticas. Estas serán colocadas de la siguiente manera: 4 fosas sépticas en el sector 1 y 5 fosas sépticas en el sector 2.

Fosa séptica

La fosa séptica es uno de los dispositivos más antiguos para el proceso hidráulico y sanitario de la evacuación de excretas y otros residuos que provienen de viviendas individuales, agrupamientos de casas o instituciones situadas tanto en zonas rurales o urbanas.

Las fosas sépticas se pueden definir como estanques cubiertos y herméticos, contruidos de concreto, piedra, ladrillo. Por lo general se diseñan en forma rectangular para que las aguas negras se mantengan a una velocidad baja, por un tiempo determinado, durante el cual se efectúa un proceso anaeróbico de eliminación de sólidos sedimentables.

Funciones de las fosas sépticas. La fosa séptica acondiciona las aguas negras para que estén en capacidad de infiltrarse con mayor facilidad en el subsuelo.

La principal función de la fosa séptica es asegurar la protección para conservar la capacidad de absorción del suelo. Para lograr la protección deben cumplirse varias funciones básicas:

- Proceso biológico de descomposición.
- Eliminación de sólidos.
- Almacenamiento de natas y lodos.

Los factores que deben de tomarse en cuenta para la realización del diseño (dimensiones, capacidad), de las fosas sépticas son:

- Volumen y espacio necesario para la acumulación de excretas, para un período de limpieza de 2 a 3 años.
- El período de retención, que varía de 1 a 3 días.
- Relación longitud: ancho (long/ancho): (1/2) a (1/3).

Ubicación de la fosa séptica

- No debe de ubicarse en zonas pantanosas.
- Como mínimo a 20 metros de las edificaciones.
- tomar en cuenta la limpieza, en la zona de ubicación de las fosas.

Recomendaciones

- Altura mínima 0.75 a 1.50 mts.
- Volumen mínimo 1,900 lts..
- Cuando el caudal promedio oscile entre 1,900 y 5,700 lts/día.
 $1,900 < Q_p < 5,700$ lts/día, el volumen útil será igual a $vol = 1.5 \times Q_p$.
- Cuando el caudal promedio oscile entre 5,700 y 37,800 L/día
 $5,700 < Q_p < 37,800$ lts/día, el volumen útil será igual a: $vol = 4260 + 0.75 \times Q_p$

2.2.25 Diseño de la fosa séptica

Sector 1:

No. de habitantes futuros = 1,088 habitantes.

Dotación = 120 lts/hab/día.

130,560 lts/día.

Como $130,560 > 37,800$ entonces 4 fosas sépticas.

$130,560 / 4 = 32,640$ lts/día, cada fosa séptica

$Q_p = 32,640$ lts/día.

$$\text{Volumen útil} = 4260 + (0.75 \times Q_p)$$

$$\text{Volumen útil} = 4260 + (0.75 \times 32,640)$$

$$\text{Volumen útil} = 28,740 \text{ lts/día.}$$

$$\text{Volumen útil} = 28,740/1000 = 28.74 \text{ M}^3.$$

$$\begin{aligned} \text{Volumen} &= h \times A & h &= \text{altura útil} \\ & & A &= \text{área (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Se asume una altura útil de 1.5 mts.

$$28.74 \text{ M}^3 = 1.5 \text{ m} \times A$$

$$A = (28.74 \text{ M}^3)/1.5 \text{ m} = 19.16 \text{ M}^2$$

$$\begin{aligned} A &= L \times a & L &= \text{longitud (m)} = 2a \\ & & a &= \text{ancho} \end{aligned}$$

$$19.16 \text{ M}^2 = 2a \times a$$

$$a^2 = (19.16 \text{ M}^2)/2$$

$$a^2 = 9.58$$

$$a = \sqrt{9.58}$$

$$a = 3.1 \text{ m}$$

$$L = 2 \times a$$

$$L = 2 \times 3.1 \text{ m} \quad L = 6.2 \text{ m.}$$

Las medidas de las fosas sépticas del sector 1 son:

Alto = 1.5 m.

Largo = 6.2 m

Ancho = 3.1m.

sector 2:

No. de habitantes futuros = 1,442 habitantes.

Dotación = 120 lts/hab/dia.

173,040 lts/dia.

Como $173,040 > 37,800$ lts/dia entonces 5 fosas sépticas

$173040/5 = 34,608$ lts/dia cada fosa.

$Q_p = 34,608$ lts/dia.

Volumen útil = $4,260 + (0.75 \times Q_p)$

Volumen útil = $4,260 + (0.75 \times 34,608)$

Volumen útil = 30,216 lts/dia.

Volumen útil = $30,216/1000 = 30.21$ m³.

Volumen = h x A

h = altura útil

A = área (m²)

Se asume una altura útil de 1.5 m.

$$30.21 = 1.5\text{m} \times A$$

$$A = 30.21/1.5$$

$$A = 20.15 \text{ M}^2$$

$$A = L \times a$$

$$L = \text{longitud (m)} = 2a$$

$$a = \text{ancho (m)}$$

$$20.15 \text{ M}^2 = 2a \times a$$

$$a^2 = 20.15/2$$

$$a^2 = 10.43$$

$$a = \sqrt{10.1}$$

$$a = 3.17 \text{ m.}$$

$$L = 2a$$

$$L = 2 \times 3.17$$

$$L = 6.35 \text{ m.}$$

Las medidas de las fosas en el sector 2 son:

$$\text{Alto} = 1.5 \text{ m.}$$

$$\text{Ancho} = 3.17 \text{ m.}$$

$$\text{Largo} = 6.35 \text{ m.}$$

2.2.26 Procedimiento de operación y mantenimiento de las fosas sépticas

Para poder realizar un mantenimiento adecuado a una fosa séptica requiere de ciertos procedimientos y técnicas, con la finalidad de un funcionamiento eficiente de las mismas. Por ello se sugiere aplicar los pasos siguientes:

Inspección. Consiste en localizar perfectamente el lugar de ubicación de las fosas sépticas, una vez identificado el lugar, se procede a excavar, tomando en cuenta que estos dispositivos hidráulicos suelen encontrarse a poca profundidad del nivel del suelo. Se recomienda descubrir solo el lugar donde se encuentran ubicadas las tapas de registro. Primero se levanta la tapa que se entra sobre el deflector de la salida, levantadas las tapas de registro, es conveniente dejar que la fosa séptica se ventile previamente durante unos cinco minutos, a fin de que escapen los gases tóxicos e inflamables que se generan en su interior. Se deberá verificar que no hayan natas acumuladas entre la pared de la fosa séptica y el tabique divisor de entrada.

Limpieza. Si no se cuenta con un equipo especial para la realización de la limpieza y extracción del contenido dentro de las fosas sépticas, se recomienda el uso de cubetas de mangos largos (atados al asa de la cubeta), e irlo depositando en carretillas para que sean conducidos al lugar de depósito. Al llegar a los lodos, se deberá dejar un pequeño residuo de estos, con el propósito de inoculación de bacterias.

Después de vaciar las fosas sépticas, se deberán de revisar las bocas de entrada y salida, verificando que se encuentren totalmente libres.

El material retirado de las fosas sépticas se recomienda depositarlo en lugares deshabilitados (fuera del perímetro urbano), en pozos o zanjas que contengan más de 60 centímetros de profundidad. Este material es nocivo, pudiendo ser peligroso para la salud. No se recomienda el uso del material para fertilizante, ya que no se puede aprovechar de inmediato, por lo que se deberá de mezclarse con otros residuos orgánicos.

Vaciadas las fosas sépticas, se deberán de colocar nuevamente las tapaderas de registro, cuidando de que queden bien instaladas, evitando posibles fugas de olores o gases.

Se recomienda, que la persona que sea introducida a las fosas sépticas para la limpieza, lleve atada a su cintura una cuerda y una mascarilla, con el fin de ser extraído si llega o desfallecer por la acción de un gas remanente.

No deben de lavarse ni desinfectarse las fosas sépticas después de su limpieza.

Mantenimiento. El mantenimiento no es más que la realización periódica de la inspección y limpieza cuando sea necesario en las fosas sépticas. Hay que tener presente que las fosas sépticas son dispositivos hidráulicos-sanitarios que requieren cuidado, por el proceso anaeróbico-biológico que en ellas se desarrollan, por lo que se tendrá que tener mucho cuidado en el uso de desinfectantes u otras sustancias químicas que puedan llegar a ellas.

3. PRESUPUESTOS

3.1 Presupuesto de línea de conducción

Tabla X. Materiales

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	P.T.
TUBERÍA				
p.v.c. D = 6" 160 psi	Tubo	1200	741.03	889,236.00
ACCESORIO				
codo p.v.c. D = 6" x 90	Unidad	12	403.58	4,842.96
codo p.v.c. D = 6" x 45	Unidad	20	403.58	8,071.60
curva p.v.c. D = 6" x 22.5	Unidad	15	403.58	6053.70
CONCRETO				
cemento 4,000 psi	Sacos	3,500	37.00	132,460.00
arena de río	M ³	5	135.00	675.00
Piedrin	M ³	10	165.00	1,650.00
arena de fundición	M ³	430	85.00	36,550.00
HIERRO				
No.2	Quintal	100	114.00	11,400.00
No.3	Quintal	150	113.75	17,062.50

Continuación

VARIOS				
pegamento para p.v.c.	Galón	20	419.20	8,384.00
Clavos de 2"	Libra	50	2.20	110.00
alambre de amarre	libra	200	2.50	470.00
tablas de 12' x 1"	docena	35	155.00	5,425.00
reglas de 3" x 2"	docena	35	130.00	4,550.00
Válvulas de aire	unidad	5	1,485.00	7,425.00
válvulas de limpieza	unidad	5	879.4	4,397.00
Válvula de compuerta 6"	unidad	1	3,100.00	3,100.00
SUB-TOTAL:				Q.1,141,863.80
15% imprevistos				Q. 171,279.56
TOTAL:				Q. 1,313,143.40

Tabla XI. Mano de obra:

zanjeado				
zanja de 0.4 x 0.80	7190 ML	a	3.00	Q. 21,570.00
relleno y compactado	7190 ML	a	2.50	Q. 17,975.00
Albañilería				
Concreto reforzado	700 M ³	a	125.00	Q. 87,500.00

Continuación

Elaboración de armadura	1500 M ²	a	5.00	Q. 7,500.00
Encofrado y entarimado	1500 M ²	a	5.00	Q. 7,500.00
Descencofrado	1500 ML ²	a	4.00	Q. 6,000.00
Instalaciones				
Tubo p.v.c. D = 6"	1200 unidades	a	3.00	Q. 3,600.00
Accesorios p.v.c D = 6"	50 unidades	a	1.5	Q. 75.00
SUB-TOTAL:				Q. 151,720.00
15% imprevistos				Q. 22,758.00
TOTAL:				Q. 174,478.00

COSTO TOTAL DE LINEA DE CONDUCCIÓN Q. 1,487,621.40

3.2 Presupuesto de tanque de concreto reforzado y caseta de cloración

VOLUMEN DE MURO PERIMETRAL Y LOSAS

$$\text{Vol} = (0.15 \times 2.5 \times 6.3) + (0.10 \times 6.3 \times 6.3) + (0.20 \times 6.3 \times 6.3)$$

$$\text{Vol} = 10 + 4 + 8$$

$$\text{Vol} = 22 \text{ m}^3$$

Volumen de concreto en caseta de cloración cajas de válvulas = 8 m^3

Total de concreto reforzado = 30 m^3

PARA 1 M^3 DE CONCRETO REFORZADO TENEMOS:

Cemento.....9 sacos

Arena de río..... 0.46 m^3

Piedrin..... 0.86 m^3

TOTAL DE MATERIALES PARA EL CONCRETO REFORZADO

Cemento = $30 \text{ m}^3 \times 9 \text{ sacos}$ = 279 sacos.

Arena de río = $30 \text{ m}^3 \times 0.46 \text{ m}^3$ = 14 m^3

Piedrin = $30 \text{ m}^3 \times 0.86 \text{ m}^3$ = 26 m^3

TOTAL DE HIERRO A UTILIZA EN TANQUE, CASETA DE CLORACIÓN Y CAJAS DE VÁLVULAS

Hierro No. 4.....26 quintales.

Hierro No.310 quintales.

Hierro No. 22 quintales.

CANTIDAD DE MADERA A UTILIZAR

30 docenas de tablas de $1'' \times 12'$

30 docenas de reglas de $3'' \times 4'' \times 12'$

Tabla XII. Materiales

	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
Cemento	220 sacos	37	8,140.00
arena de río	20 m	85	1,700.00
Piedrin	20 m	165	3,300.00
Blocks	320	2.25	720.00
hierro No.2	2 quintales	114	228.00
hierro No.3	10 quintales	113.75	1,140.00
hierro No.4	26 quintales	140	3,640.00
Tablas 1" x 12'	50 docenas	80	4,000.00
Reglas 3"x4"x12'	50 docenas	100	5,000.00
tubo p.v.c. 6"	2	742	1,484.00
Tubo p.v.c 4" drenaje	20	266	5,320.00
codo p.v.c. 90 x 6"	1	403	403.00
codo p.v.c. 90 x 4"	8	71.15	569.20
Codo h.g. 4" x 90	4	165	660.00
Tee p.v.c. 4"	1	110	110.00
Nicle h.g. 4"	4	85	340.00
Válvula compuerta 6"	2	2,755	2,755.00
pegamento de p.v.c	12 galones	55.3	110.60
Alambre de amarre	100 libras	2.35	235.00
Puerta	1	900	900.00
Malla	3 m	20	60.00
Llave de paso 4"	1	1,525	1,525.00
tubo p.v.c. 160 psi	20	522.72	10,454.40
Válvula compuerta 4"	1	2,755	2,755.00
sistema de cloración	1	38,970.00	38,970.00

Continuación

SUB-TOTAL:	Q. 94,519.2
15% IMPREVISTOS:	Q. 14,177.88
TOTAL:	Q. 108,697.08

Tabla XIII. Mano de obra

Fundición de concreto reforzado	30 m	a	125.00	Q. 3750.00
Entarimado y Paraleado	140 m ²	a	10.00	Q. 1400.00
Quitar Paraleado y Entarimado	140 m ²	a	5.00	Q. 700.00
Enparrilado de hierro No.4 y No.3	120 m ²	a	10.00	Q. 1200.00
Excavación	90 m ³	a	12.00	Q. 1080.00
SUB-TOTAL:				Q. 8,130.00
15% IMPREVISTOS:				Q. 1,219.50
TOTAL:				Q. 9,349.50

COSTO TOTAL DE TANQUE DE DISTRIBUCIÓN.....Q. 117,527.38

Tabla XIV. Costo total de sistema de agua potable

Línea de conducción.....	Q. 1,487,621.40
Tanque de concreto reforzado y caseta de cloración.....	Q. 117,527.38
GRAN TOTAL.....	Q. 1,605,148.78

3.3 Presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario

El presupuesto se integró tomando como base los precios que rigen en la región; tanto materiales, como mano de obra y herramientas.

Para la realización del cálculo de materiales para los pozos de visita se tomó como base un pozo promedio, luego con los resultados obtenidos se calculó para todos los pozos de visita que existen en el proyecto.

Tabla XV. Materiales de colector general sector 1

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	P.T.
Tubo p.v.c. D=6"	Tubo	350	597.84	209,244.00
Pegamento cemento solvente	Tubo	4	419.9	1679.6
TOTAL				212,603.20

Tabla XVI. Materiales de colector general sector 2

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	P.T.
Tubo p.v.c. D=6"	Tubo	250	597.84	149,460.00
Tubo p.v.c. D=4"	Tubo	150	275.79	41,368.50
pegamento cemento solvente	Galón	5	419.9	2,099.50

TOTAL	192,928.00
--------------	-------------------

Tabla XVII. Materiales de pozos de visita sector 1 y sector 2

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	P.T.
Ladrillo tayuyo 23x11x6.5cm	millar	60	1.2	72,000.00
Cemento	sacos	1,200	37	44,400.00
arena de río	m3	130	135	17,550.00
Piedrin	m3	35	165	5,775.00
hierro No.2	quintal	15	132	2,640.00
hierro No.3	quintal	20	127	2,540.00
hierro No.4	quintal	35	140	4,900.00
Alambre de amarre	libra	200	2.5	500.00
Formaleta	pie-tabla	1,000	3	3,000.00
Clavos 4"	libra	80	2.2	176.00
clavo 3"	libra	80	2.2	176.00
Clavos 2"	libra	60	2.2	132.00

TOTAL	157,789.00
--------------	-------------------

Tabla XVIII. Materiales de conexiones domiciliars

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	P.T.
tubo p.v.c. D=4"	tubo	200	275.798	55,158.00
silleta T	unidad	200	95.3	19,060.00
codo p.v.c. 4"x90	unidad	200	59.67	11,934.00
codo reductor 4" a 3"	unidad	200	45	9,000.00
tubo de cemento 12"	unidad	200	55	11,000.00
Cemento	sacos	250	37	9,250.00
arena de rio	m3	20	135	2,700.00
Piedrin	m3	15	165	2,475.00
hierro No. 3	quintal	20	127	2,540.00
hierro No.2	quintal	20	132	2,640.00
alambre de amarre	libra	100	2.5	250.00
Formaleta	pie-tabla	1,200	3	3,600.00
clavos 3"	libra	200	2.2	440.00
TOTAL				130,047.00

Tabla XIX. Resumen de presupuesto de materiales del sistema de alcantarillado sanitario

COLECTOR GENERAL sector 1	Q. 212,603.20
COLECTOR GENERAL sector 2	Q. 192,928.00
POZOS DE VISITA sector 1 y 2	Q. 153,789.00
CONEXIONES DOMICILIARES sector 1 y 2	Q. 130,047.00
SUB-TOTAL	Q. 689,367.20
15% imprevistos	Q. 103,405.08
TOTAL	Q. 792,772.00

Tabla XX. Mano de obra sector 1

No.	actividad	unidad	cantidad	costo	Total
1	Trabajos preliminares				
1.1	replanteo topográfico	Km	1.92	1,500	2,881.50
1.2	trazo zanja y pozos	M ²	1,536.80	0.5	768.4
1.3	trazo domiciliar	M ²	160	0.5	80
2	Excavación				
2.1	Excavación p/zanja	M ³	2,100.00	25	52,500.00
2.2	Excavación pozos	M ³	94	30	2,820.00
2.3	Excavación domiciliar	M ³	387	25	9,675.00
2.4	Excavación de candelas	M ³	113	25	2,825.00

Continuación

3	Relleno				
3.1	relleno línea central	M ³	1,560	10	15,600.00
3.2	relleno domiciliar	M ³	350	10	3,500.00
3.3	relleno de pozos	M ³	100	10	1,000.00
3.4	relleno de candelas	M ³	75	10	750.00
4	Albañilería				
4.1	colocación de tubo 6"	unidad	350	10	3,500.00
5	Pozos	Unidad			
5.1	fundición piso	M ²	28	25	700
5.2	levantado muro	M ²	230	50	11,500.00
5.3	repello	M ²	230	20	4,600.00
5.4	alisado	M ²	230	10	2,300.00
5.5	armado de brocal	unidad	28	30	840.00
5.6	armado de tapadera	unidad	28	1.5	420.00
5.7	fundición brocal	unidad	28	10	280.00
5.8	fundición de tapadera	unidad	28	15	420.00
6	Domiciliares				
6.1	inst. de domiciliarios	unidad	86	90	7,740.00
6.2	armado y fundición tapadera	unidad	86	20	1,720.00
6.3	armado y fundición de brocal	unidad	86	30	2,580.00
SUB-TOTAL					127,924.90

Continuación

7	otras actividades				
7.1	Trabajos preliminares				12,792.49
7.2	15% imprevistos				19,188.73
TOTAL					159,906.20

Tabla XXI. Mano de obra sector 2

No.	Actividad	Unidad	cantidad	costo	total
1	Trab. Preliminares				
1.1	replanteo topográfico	Km	2.057	1,500.00	3,085.50
1.2	trazo de zanja y pozo	M ²	1,645.60	0.5	822.50
1.3	trazo domiciliar	M ²	201.87	0.5	101.00
2	Excavación				
2.1	excavación p/zanja	M ³	2,250.00	25	56,250.00
2.2	excavación de pozos	M ³	108	30	3,240.00
2.3	excavaciones domiciliarias	M ³	513	25	12,825.00
2.4	excavación de candelas	M ³	51	25	3,775.00

Continuación

3	Relleno				
3.1	relleno línea central	M ³	1,645.60	10	16,456.00
3.2	relleno domiciliar	M ³	480	10	4,800.00
3.3	relleno de pozos	M ³	150	10	1,500.00
3.4	relleno de candelas	M ³	155	10	1,550.00
4	Albañilería				
4.1	Colocación de tubo 6"	unidad	250	10	2,500.00
4.2	Colocación de tubo 4"	unidad	150	10	1,500.00
5	Pozos				
5.1	fundición fondo	M ²	32	25	800.00
5.2	Levantado	M ²	264.4	50	13,120.00
5.3	Repello	M ²	264.4	20	5,288.00
5.4	Alisado	unidad	264.4	10	2,644.00
5.5	armado de brocal	unidad	32	30	960.00
5.6	armado tapadera	unidad	32	1.5	480.00
5.7	fundido brocal	unidad	32	10	320.00
5.8	fundido tapadera	unidad	32	15	480.00
6	Domiciliares				
6.1	inst de domiciliarios	unidad	114	90	10,260.00
6.2	armado y fund de tapadera	unidad	114	20	2,280.00
6.3	Armado y fund. de brocal	unidad	114	30	3,420.00
SUBTOTAL					148,457.00

Continuación

7	otras actividades				
7.1	Administrativos (10%)				14,845.70
7.2	15% imprevistos				22,268.55
TOTAL					185,571.25

Tabla XXII. Resumen de presupuesto de mano de obra

sector 1	159,906.12
sector 2	185,571.25
TOTAL	345,477.37

Tabla XXIII. Presupuesto de herramientas

No.	Descripción	unidad	cantidad	precio	total
1	palas	unidad	50	26.5	1,325.00
2	piochas	unidad	30	44.2	1,326.00
3	carretillas de mano	unidad	20	162	3,240.00
4	cubetas concreteras	unidad	60	6.5	390.00
5	barretas	unidad	5	148.75	743.75
6	azadón	unidad	20	53.25	1,065.00
7	martillos	unidad	5	26	130.00
8	cedazo 1/16"	yarda	10	5.95	59.50
9	cedazo 1/4"	yarda	10	9.85	98.50
10	sERRUCHO	unidad	3	75.5	226.50
11	tonel	unidad	5	85	425.00
12	manguera de 1/2"	unidad	3	2.75	8.25
13	grifas 1/4"	unidad	5	40	400.00
14	grifas 3/8"	unidad	5	23.7	118.50
15	grifas 1/2"	unidad	5	50.4	252.00
16	sierras	unidad	10	8.7	87.00
17	tenazas	unidad	5	73.15	365.75
SUBTOTAL					10,260.75
15% imprevistos					1,539.11
TOTAL					11,799.80

Tabla XXIV. Resumen presupuesto de alcantarillado sanitario sector 1 y sector 2

No.	descripción por renglón	Costo
1	Materiales	792,772.28
2	mano de obra	345,477.37
3	Herramientas	11,799.86
TOTAL		1,150,049.50

3.4 Presupuesto de fosa séptica

Tabla XXV. Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
Cemento	Sacos	1,900	37	70,300.00
arena de río	M ³	115	135	15,525.00
Piedrin	M ³	110	165	18,150.00
Madera formaleta	pie-tabla	5,500	3	16,500.00
Clavos	Libra	1,700	2.2	3,740.00
hierro No.3	Quintal	235	127	29,845.00
hierro No.2	Quintal	10	132	1,320.00
Alambre de amarre	Libra	350	2.5	875.00
tee p.v.c. 6"	Unidad	25	157.53	3,938.25

Continuación

SUBTOTAL				160,193.25
15% imprevistos				24,028.93
TOTAL				184,222.24

Tabla XXVI. Mano de obra

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
trazo y limpieza	M ²	177.52	35	6,213.20
excavación	M ³	266.3	25	6,657.50
armado	quintal	150	65	9,750.00
fundición	M ³	185	125	23,125
encofrado y desencofrado	pie-tabla	4,000	5	20,000.00
repello + alisado	m2	1,050	30	31,500.00
SUBTOTAL				97,245.70
Administrativos (10%)				9,724.57
15% imprevistos				14,586.85
TOTAL				121,557.13

Tabla XXVII. Resumen presupuesto de fosa séptica

1	materiales	184,222.24
2	mano de obra	121,557.13
	TOTAL	305,779.37

Tabla XXVIII. Resumen de presupuesto final del sistema de alcantarillado sanitario

1	alcantarillado sanitario sector 1 y sector 2	1,150,049.50
2	fosas sépticas	305,779.37
COSTO TOTAL		1,455,828.90

CONCLUSIONES

1. La realización de los proyectos, agua potable y alcantarillado sanitario, para la comunidad La Trinidad, vendrán a mejorar la calidad de vida de los pobladores, por cuanto evitará el uso de fuentes no adecuadas de agua, así como la contaminación del medio y generación de enfermedades.
2. Se realizó un diseño adecuado de los proyectos, agua potable y alcantarillado sanitario, utilizando criterios y parámetros de diseño, en función a las necesidades y bases en el estudio de la población.
3. Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, por la topografía del terreno, fue necesario dividirlo en dos sectores con puntos de descarga y tratamiento primario de aguas residuales para cada sector.
4. Con la planificación de cada proyecto para la comunidad La Trinidad, se podrá obtener un soporte técnico en la ejecución de cada uno de los proyectos.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de San Pedro Carchá:

1. Realizar el mantenimiento continuo y adecuado a los sistemas de conducción, tanques de distribución y alcantarillado sanitario para lograr un funcionamiento óptimo.
2. Construir las fosas sépticas para el tratamiento de las aguas negras, con el propósito de evitar índices de contaminación en los lugares de destino final de las aguas negras.

Al comité de vecinos de la comunidad:

1. Participar en la construcción de los sistemas con personas capacitadas y colaboradoras.
2. Elaborar una campaña de divulgación a los usuarios del sistema de alcantarillado sanitario, para no verter ningún tipo de basura o elementos químicos, que puedan tapar o dañar la red de drenaje.

A la Facultad de Ingeniería:

1. Proporcionar el apoyo necesario al programa del Ejercicio Profesional Supervisado.

BIBLIOGRAFÍA

1. Gálvez Sandoval, Jorge. Dotación de agua potable en poblaciones de la Republica de Guatemala. Tesis. Ing. Civil. Guatemala, 1951. Universidad de San Carlos De Guatemala. Facultad de Ingeniería.
2. IMFOM. Reglamento para el diseño y construcción de drenajes. Guatemala 2002.
3. Oliva Juárez, Jorge Oswaldo. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable aldea La Montaña y caserío el Naranja, municipio de Moyuta, departamento de Jutiapa.
4. Ortiz López, Adolfo Daniel. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para las colonias Linda Vista y Nueva Vida en el municipio de Guastatoya, departamento de El Progreso.
5. Sandoval, Juan José. Estudio sobre el análisis de diseño de tanques rectangulares enterrados y superficies de concreto reforzado. Tesis. Ing. Civil. Guatemala, 1981. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería.

ANEXOS

**EJEMPLO DE LIBRETAS DE CAMPO
(Topografía)**

PLANIMETRÍA

Comunidad: La Trinidad.

San Pedro Carchá, A.V.

Proyecto: Línea de conducción.

Tabla XXIX. Cálculos planimetría

EST.	P.O.	AZIMUT	DIST. (M)
0	1	8°46'48"	20.35
1	2	314°6'36"	67.80
2	3	338°33'00"	33.10
138	139	120°54'00"	68.00
139	140	101°56'00"	68.50

ALTIMETRÍA

Comunidad: La Trinidad

San Pedro Carchá, A.V.

Proyecto: Línea de conducción.

Tabla XXX. Cálculos altimetría

P.V.	V.A.	A.I.	V.I.	COTA
B.M.	2.55	1002.55		1000
1	1.67	1001.37	2.85	999.70
2	1.35	1001.05	1.67	999.70
3	1.48	1001.78	0.75	1000.30
138	1.17	967.97	1.08	966.80
139	1.88	966.78	3.07	964.90
140	4.02	989.75	1.35	985.13
cierre	Σ(+) 301.13		Σ(-) 316.00	

Diferencia = $\Sigma(-) - \Sigma(+)$ = 316.00 – 301.13 = 14.87 m.

PLANIMETRÍA

Comunidad: La Trinidad.

San Pedro Carchá, A.V.

Proyecto: Alcantarillado sanitario.

SECTOR: 1

Tabla XXXI. Cálculos planimetría

EST.	P.O.	AZIMUT	DIST. (M)
1	2	175°15'00"	145.00
2	3	206°6'00"	67.00
16	17	154°15'00"	162.00
17	11	153°45'00"	86.00

SECTOR: 2

Tabla XXXII. Cálculos Planimetría

EST.	P.O.	AZIMUT	DIST. (M)
18	19	25°30'00"	130.00
19	20	359°54'00"	46.00
36	37	150°30'00"	71.00
37	37 ^a	18°52'48"	185.00

ALTIMETRIA

Comunidad: La Trinidad.

San Pedro Carchá, A.V.

Proyecto: Alcantarillado sanitario.

Tabla XXXIII. Cálculos Altimetría

P.V.	V.A.	A.I.	V.I.	COTA
B.M.1	4.04	981.09		977.05
2	0.62	979.6	2.11	978.98
3	5	982.8	1.8	977.8
4	1.83	982.98	1.05	981.15
cierre	Σ(+) 33.6		Σ(-) 42.35	

Diferencia = $\Sigma(-) - \Sigma(+)$ = 42.35 – 33.6 = 8.75 m.

DE	A	COTA TERRE NO.		D.H.	PEND.	LONG.	Poblacion		O medio		F.H.		O diseño		COTA INYES.		V. ll.	V. parcial		O. ll.	q/O. ll.		Diam.	vV		dD	
P.V.	P.V.	INICIAL	FINAL	mts.	%	ACUM.	ACT.	FUT.	ACT.	FUT.	ACT.	FUT.	ACT.	FUT.	INC.	FIN.	mts.	ACT.	FUT.	L/S.	ACT.	FUT.	6"	ACT.	FUT.	ACT.	FUT.
3	2	978.98	978.015	74	1.3	74	23	42	0.05	0.09	4.37	4.33	0.22	0.39	977.78	976.8	1.17	0.382	0.45	21.34	0.01	0.018	6"	0.327	0.385	0.072	0.0852
2	1	978.015	977.05	72	1.34	146	45	82	0.099	0.18	4.32	4.27	0.43	0.77	976.77	975.8	1.19	0.476	0.56	21.7	0.02	0.035	6"	0.4	0.47	0.1	0.127
1	19	977.05	976.25	18	4.44	164	51	92	0.11	0.2	4.32	4.25	0.47	0.85	975.77	974.97	2.16	0.734	0.864	39.4	0.012	0.021	6"	0.34	0.4	0.077	0.1
19	20	976.25	976.13	70	0.17	234	73	131	0.16	0.29	4.27	4.21	0.68	1.22	974.94	974.82	0.42	0.26	0.306	7.66	0.088	0.16	6"	0.62	0.73	0.2	0.27
20	21	976.13	976	72	0.18	306	95	171	0.21	0.38	4.25	4.17	0.89	1.58	974.79	974.66	0.44	0.286	0.347	8.02	0.11	0.2	6"	0.65	0.79	0.22	0.31
21	22	976	975.8	55	0.36	361	112	202	0.24	0.44	4.23	4.15	1.01	1.8	974.63	974.43	0.61	0.378	0.445	11.13	0.09	0.16	6"	0.62	0.73	0.2	0.27
9	8	986.2	981.5	32	14.7	32	10	18	0.022	0.04	4.41	4.4	0.097	0.17	985	980.3	2.39	0.621	0.74	19.37	0.005	0.009	6"	0.26	0.31	0.062	0.087
10	8	981.65	981.5	19	0.8	19	6	11	0.013	0.024	4.44	4.41	0.058	0.1	980.45	980.3	0.92	0.211	0.257	16	0.0034	0.006	6"	0.23	0.28	0.042	0.057
8	7	981.5	981.3	50	0.4	50	15	28	0.033	0.061	4.4	4.36	0.145	0.26	980.26	980.06	0.65	0.22	0.26	11.85	0.012	0.022	6"	0.34	0.4	0.077	0.1
7	6	981.3	981.15	55	0.27	105	33	59	0.0726	0.13	4.35	4.3	0.31	0.56	980.03	979.88	0.54	0.243	0.291	9.85	0.031	0.057	6"	0.45	0.54	0.12	0.16
6	5	981.15	979.2	80	2.43	185	57	104	0.125	0.23	4.3	4.24	0.54	0.97	979.85	977.9	1.6	0.61	0.736	29.18	0.018	0.033	6"	0.38	0.46	0.095	0.12
5	4	979.2	977.8	74	1.89	259	81	145	0.18	0.32	4.26	4.16	0.76	1.33	977.87	976.47	1.4	0.63	0.739	25.5	0.03	0.052	6"	0.45	0.528	0.12	0.155
3	4	978.98	977.8	65	1.81	65	20	36	0.044	0.08	4.38	4.35	0.19	0.35	977.78	976.6	1.38	0.4	0.248	25.17	0.0075	0.0014	6"	0.29	0.18	0.062	0.03
4	22	977.8	975.8	23	8.69	23	7	13	0.015	0.03	4.43	4.4	0.066	0.13	976.44	974.44	2.98	1.01	0.625	54.35	0.001	0.0024	6"	0.34	0.21	0.07	0.36
22	23	975.8	975.83	73	-0.04	73	23	41	0.05	0.09	4.37	4.33	0.22	0.39	974.4	974.37	0.2	0.11	0.12	3.65	0.06	0.1	6"	0.55	0.644	0.168	0.215
23	24	975.83	975.9	84	-0.083	157	49	88	0.11	0.19	4.32	4.26	0.47	0.81	974.37	974.3	0.3	0.183	0.219	5.47	0.086	0.15	6"	0.61	0.73	0.2	0.27
24	25	975.9	975.63	98	0.27	255	79	143	0.17	0.31	4.27	4.2	0.72	1.3	974.27	974	0.54	0.313	0.373	9.85	0.073	0.13	6"	0.58	0.692	0.18	0.245
25	26	975.63	975.45	95	0.19	350	108	196	0.24	0.43	4.24	4.15	1.01	1.78	973.97	973.78	0.44	0.299	0.356	8.02	0.125	0.22	6"	0.68	0.81	0.24	0.32
26	27	975.45	975.8	83	-0.42	433	134	243	0.29	0.53	4.21	4.11	1.22	2.18	973.75	973.4	0.67	0.428	0.51	12.22	0.099	0.18	6"	0.64	0.761	0.21	0.29
27	28	975.8	976.1	91	-0.33	524	162	293	0.35	0.64	4.18	4.08	1.46	2.61	973.37	973.07	0.6	0.414	0.498	10.94	0.13	0.24	6"	0.69	0.83	0.24	0.34
28	16	976.1	976.5	72	-0.55	596	185	334	0.41	0.73	4.16	4.06	1.7	2.96	973.04	972.64	0.76	0.51	0.608	13.86	0.12	0.21	6"	0.676	0.8	0.235	0.325
10	11	981.65	979.8	43	4.3	43	13	24	0.03	0.053	4.4	4.37	0.13	0.23	980.45	978.6	2.13	0.489	0.596	38.85	0.0033	0.006	6"	0.23	0.28	0.0425	0.057
11	12	979.8	977.2	47	5.53	90	28	50	0.062	0.11	4.36	4.31	0.27	0.47	978.57	975.97	2.42	0.67	0.81	44.14	0.0061	0.011	6"	0.28	0.334	0.057	0.075
12	13	977.2	977	55	0.36	145	45	81	0.099	0.18	4.32	4.27	0.43	0.77	975.94	975.74	0.62	0.297	0.353	11.3	0.038	0.068	6"	0.48	0.57	0.13	0.18
13	14	977	976.89	65	0.17	210	65	118	0.14	0.26	4.29	4.22	0.6	1.1	975.71	975.6	0.42	0.289	0.298	7.66	0.078	0.14	6"	0.69	0.71	0.19	0.26
15	14A	981.9	979.9	49	4.08	49	15	27	0.03	0.06	4.4	4.36	0.13	0.26	980.7	978.7	2.07	0.476	0.598	37.75	0.0034	0.007	6"	0.23	0.289	0.042	0.06
14A	14	979.9	976.89	40	7.52	89	28	50	0.062	0.11	4.36	4.31	0.27	0.47	978.67	975.67	2.82	0.733	0.879	51.43	0.0052	0.009	6"	0.26	0.312	0.0525	0.0675
14	16	976.89	976.5	101	0.38	101	31	57	0.07	0.125	4.35	4.3	0.3	0.54	975.57	975.18	0.63	0.27	0.322	11.5	0.026	0.047	6"	0.43	0.512	0.11	0.1476
17	18	972.7	967.5	85	6.11	161	52	93	0.11	0.2	4.31	4.25	0.47	0.85	968.79	963.6	2.54	0.83	0.985	46.33	0.01	0.018	6"	0.327	0.388	0.072	0.095

DE	A	COT. TERREN O		D.H.	PEND.	LONG.	POBLA C.		Qmed.		F.H.		Qdis.		C. INVER.		V II	Vparcial mts.		Q II	Qdis/QII		DIAM.	vIV		dID	
P.V.	P.V.	INICIAL	FINAL	mts.	%	ACUM.	ACT.	FUT.	ACT.	FUT.	ACT.	FUT.	ACT.	FUT.	ACT.	FIN.	MS	ACT.	FUT.	Us.	ACT.	FUT.	PULG.	ACT.	FUT.	ACT.	FUT.
38	39	972.85	972.9	110	0.045	110	43	77	0.095	0.17	4.33	4.28	0.41	0.72	971.65	971.6	0.22	0.137	0.16	4.01	0.09	0.16	6	0.624	0.745	0.2	0.28
39	40	972.9	970.3	20	13	130	51	91	0.11	0.2	4.31	4.25	0.47	0.85	971.57	968.97	3.71	1.04	1.22	67.67	0.0083	0.011	6	0.28	0.33	0.057	0.075
40	41	970.3	168	105	1.43	235	92	164	0.2	0.36	4.25	4.18	0.85	1.5	968.94	967.44	1.23	0.426	0.676	22.44	0.34	0.061	6	0.347	0.55	0.127	0.15
41	42	968	966.3	98	1.7	33	130	233	0.28	0.51	4.21	4.125	1.18	2.1	967.41	965.74	1.34	0.676	0.92	24.44	0.044	0.077	6	0.505	0.69	0.144	0.19
42	43	966.3	965.3	70	1.43	403	157	282	0.34	0.62	4.19	4.1	1.42	2.54	965.71	964.71	1.23	0.69	0.79	22.44	0.06	0.1	6	0.56	0.644	0.167	0.215
38	37	972.85	972.78	100	0.07	100	39	70	0.085	0.15	4.34	4.28	0.37	0.64	971.65	971.6	0.27	0.156	0.18	4.92	0.07	0.12	6	0.577	0.676	0.18	0.235
37	36	972.78	972.7	87	0.09	187	73	131	0.16	0.3	4.27	4.21	0.68	1.26	971.57	971.5	0.31	0.2	0.245	5.65	0.11	0.2	6	0.659	0.79	0.22	0.31
36	34	972.7	971.3	86	1.63	273	107	191	0.23	0.42	4.24	4.16	0.97	1.74	971.47	970.06	1.31	0.64	0.75	23.89	0.04	0.067	6	0.49	0.57	0.137	0.18
9	35	986.2	978.9	44	16.6	44	17	31	0.037	0.068	4.38	4.36	0.16	0.29	985	977.69	3.2	0.86	1.04	25.34	0.0057	0.01	6	0.27	0.327	0.055	0.072
35	34	978.9	971.3	45	16.89	89	35	62	0.077	0.136	4.35	4.3	0.33	0.584	977.66	970.06	3.22	1.06	1.3	26.1	0.011	0.02	6	0.33	0.401	0.075	0.1
34	33	971.3	970.2	13	8.46	13	5	9	0.011	0.02	4.44	4.42	0.049	0.088	970.03	968.93	2.99	0.45	0.54	54.54	0.0008	0.0014	6	0.152	0.18	0.022	0.03
15	29	981.9	981.2	68	1.03	68	27	48	0.06	0.1	4.36	4.32	0.26	0.43	970.7	979.99	1.04	0.35	0.42	18.97	0.012	0.022	6	0.34	0.408	0.077	0.1
29	30	981.2	980.1	63	1.75	131	51	92	0.11	0.2	4.31	4.25	0.47	0.85	979.96	978.85	1.36	0.52	0.612	24.8	0.017	0.03	6	0.381	0.45	0.092	0.12
30	31	980.1	972.9	45	16	176	69	123	0.15	0.27	4.29	4.22	0.64	1.14	978.82	971.62	4.11	1.23	1.48	74.87	0.008	0.014	6	0.3	0.36	0.065	0.085
31	32	972.9	971.8	30	3.66	206	81	144	0.18	0.32	4.27	4.2	0.77	1.34	971.59	970.49	1.96	0.78	0.92	35.75	0.02	0.034	6	0.4	0.468	0.1	0.12
32	33	971.8	970.2	33	4.84	33	13	23	0.028	0.051	4.4	4.37	0.123	0.22	970.46	968.89	2.26	0.52	0.59	41.22	0.0027	0.0048	6	0.23	0.26	0.04	0.052
33	58	970.2	968.9	57	2.28	57	22	40	0.048	0.088	4.38	4.33	0.21	0.38	968.83	967.6	1.55	0.44	0.53	28.27	0.007	0.012	6	0.289	0.34	0.06	0.077
32	32A	971.8	970.1	33	5.15	33	13	23	0.028	0.05	4.4	4.37	0.12	0.22	970.46	968.76	2.33	0.536	0.59	42.5	0.0026	0.0047	6	0.23	0.256	0.042	0.05
32A	57	970.1	970.3	48	-0.42	81	32	57	0.07	0.12	4.35	4.31	0.3	0.52	968.73	968.53	0.66	0.28	0.313	12.03	0.028	0.041	6	0.43	0.49	0.11	0.14
52	51	981.7	977.2	35	12.8	35	14	25	0.031	0.055	4.4	4.37	0.136	0.24	980.5	976.02	2.81	0.736	0.8	22.78	0.0052	0.0096	4	0.262	0.32	0.052	0.07
51	49	977.2	976.3	46	1.95	81	32	57	0.07	0.12	4.35	4.31	0.3	0.51	975.99	975.09	1.09	0.5	0.6	8.83	0.032	0.057	4	0.46	0.54	0.12	0.16
51	53	977.2	969.9	55	13.27	55	22	39	0.048	0.086	4.38	4.34	0.21	0.37	975.99	968.69	2.86	0.83	1.05	25.18	0.0075	0.015	4	0.29	0.368	0.062	0.087
50	49	982.8	976.3	41	15.8	41	16	29	0.035	0.064	4.39	4.35	0.15	0.278	981.6	975.12	3.1	0.84	1	25.13	0.0055	0.0099	4	0.27	0.32	0.055	0.07
49	48	976.3	975.7	28	2.14	68	27	48	0.06	0.1	4.36	4.32	0.26	0.43	975.06	974.46	1.15	0.49	0.575	9.32	0.025	0.047	4	0.426	0.5	0.11	0.14
48	46	975.7	972.18	30	11.73	99	39	70	0.085	0.15	4.34	4.28	0.37	0.64	974.43	970.91	2.69	1	1.156	21.8	0.015	0.027	4	0.365	0.43	0.0875	0.11
49	56	976.3	969.8	49	13.26	49	19	35	0.042	0.077	4.39	4.35	0.184	0.33	975.06	968.56	2.86	0.84	1.001	23.18	0.0073	0.013	4	0.295	0.35	0.0625	0.082

PLANOS GENERALES DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN
PLANOS GENERALES DE TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
PLANOS GENERALES DE CASETA DE CLORACIÓN
PLANOS DE DETALLES ESTRUCTURALES
PLANOS GENERALES DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO
PLANOS DE FOSA SÉPTICA
PLANOS DE DETALLES